



This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

- + *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.
- + *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.
- + *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.
- + *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at <http://books.google.com/>



T

Engineering
Library

TD
145
B93
v.2



DER STÄDTISCHE TIEFBAU.

Herausgegeben von Geh. Baurat Prof. Dr. Ed. Schmitt in Darmstadt.

BAND III.

DIE

STÄDTEREINIGUNG.

von

F. W. BÜSING,

PROFESSOR IN BERLIN-FRIEDENAU.

ZWEITES HEFT.

TECHNISCHE EINRICHTUNGEN DER STÄDTEREINIGUNG.

MIT 578 IN DEN TEXT GEDRUCKTEN ILLUSTRATIONEN.

STUTTGART 1901.

ARNOLD BERGSTRÄSSER VERLAGSBUCHHANDLUNG
A. KRÖNER.

Einf.

DER STÄDTISCHE TIEFBAU. BAND III.

Die Städtereinigung.

Inhaltsverzeichnis des zweiten Heftes.

Zweite Abteilung:

Technische Einrichtungen der Städtereinigung.

	Seite
IX. Abschn. Vorfragen, Vorerhebungen und allgemeine Vorarbeiten	345
1. Kap. Vorfragen	345
2. Kap. Vorerhebungen	346
3. Kap. Allgemeine Vorarbeiten	353
X. Abschn. Tiefenlage der Kanäle	356
XI. Abschn. Innerer und äußerer Druck auf die Kanalwand	361
XII. Abschn. Baumaterialien für Kanalisationswerke	367
1. Kap. Allgemeines	367
2. Kap. Besonderes über die einzelnen Materialien	369
3. Kap. Prüfung der Kanalbaumaterialien	389
XIII. Abschn. Beziehungen der Kanalgefälle und der Kanalprofile zur Abflüggeschwindigkeit	408
1. Kap. Kanalgefälle und Abflüggeschwindigkeit	408
2. Kap. Kanalprofile; Abflüggeschwindigkeit und Abflügmenge	412
XIV. Abschn. Schwemm- und Trennsystem. Allgemeine Charakterisierungen, Aufgaben und Leistungen	468
XV. Abschn. Nebenzwecke bei Kanalisationsanlagen	485
XVI. Abschn. Allgemeine Anordnung der Leitungen: „Systeme“	487
XVII. Abschn. Eingehendere Vorarbeiten und Vorbereitungen zur Bauausführung; Bearbeitung der Pläne und Einzelentwürfe	492
1. Kap. Äußere Beschaffenheit und Maßstab der Pläne und Entwürfe	492
2. Kap. Erdarbeiten und Hilfseinrichtungen dazu	493
3. Kap. Allgemeine Gesichtspunkte für die Vorbereitungen zur Herstellung von Mörtel und Beton	500
4. Kap. Normale Kanalprofile	501
XVIII. Abschn. Verbindungen des Kanalinneren mit der Straßenoberfläche	509
1. Kap. Einstiegeschächte	509
2. Kap. Lampenlöcher	521
XIX. Abschn. Zusammenführung von Kanälen sowie Kreuzungen mit anderen Leitungen im Straßengrunde	523
1. Kap. Zusammenführungen mehrerer Kanäle an einer Stelle	523
2. Kap. Kreuzung von zwei Kanälen ohne Zusammenführung derselben	525
XX. Abschn. Regenüberfälle und Notauslässe	529
1. Kap. Regenüberfälle	529
2. Kap. Notauslässe	537
XXI. Abschn. Druckleitungen, Düker und Heberleitungen; Unterführungen unter Eisenbahnen	539
1. Kap. Druckleitungen, Düker und Heberleitungen	539
2. Kap. Unterführungen unter Eisenbahnen	556

	Seite
XXII. Abschn. Wasser- oder Geruchverschlüsse; Fettöpfe	559
XXIII. Abschn. Einlässe für Dach-, Hof- und Straßenwasser (Sinkkästen, Hof- und Straßeneinlässe)	568
XXIV. Abschn. Auslässe für Kanalwasser in offene Gewässer	585
XXV. Abschn. Verschlüsse in Rohrleitungen und Kanälen; Spülung der Kanäle u. s. w.	590
1. Kap. Verschiedene Arten der Kanal- und Röhrenverschlüsse	590
2. Kap. Verschlüsse als Mittel gegen Ueberflutungen durch Rückstau aus offenen Gewässern oder Straßenkanälen	604
3. Kap. Einrichtungen zum Spülen der Kanäle	609
XXVI. Abschn. Lüftung der Kanäle und Hausleitungen	626
XXVII. Abschn. Hausentwässerung	636
1. Kap. Bestandteile der Hausentwässerung	636
2. Kap. Allgemeines zur Anordnung und Herstellung der Hausentwässerung	649
XXVIII. Abschn. Bauliche Herstellung von Entwässerungsleitungen	658
XXIX. Abschn. Pumpwerke für Kanalisationszwecke	677
XXX. Abschn. Aufhaltebecken	693
XXXI. Abschn. Allgemeine Anordnung der Entwässerungsanlage, erläutert an einigen Beispielen ausgeführter, bzw. geplanter Anlagen aus neuerer Zeit	698
XXXII. Abschn. Unterhaltung und Betrieb von Kanalisationswerken	708
XXXIII. Abschn. Kosten	718
1. Kap. Anlage-, Unterhaltungs- und Betriebskosten von Stadtentwässerungen	718
2. Kap. Kostendeckung	727
XXXIV. Abschn. Reinigung von Abwassern	733
1. Kap. Allgemeines über den gegenwärtigen Stand der Kenntnis im Abwasser-Reinigungswesen	733
2. Kap. Einiges über Abwasser-Reinigung in England	736
3. Kap. Abwasser-Reinigung in den Vereinigten Staaten von Nordamerika	746
4. Kap. Abwasser-Reinigung in Deutschland	775
a) Einleitung ungereinigter Abwasser in offene Gewässer	775
b) Allgemeines zur Beurteilung der künstlichen Abwasser-Reinigungsverfahren	781
c) Abwasser-Reinigung mittelst Landberieselung und Bodenfiltration	786
d) Biologisches Reinigungsverfahren oder Oxydationsverfahren	802
e) Mechanische Klärung	822
f) Chemisch-mechanische Abwasser-Reinigung	829
g) Entwässerung des Schlammes auf Filterpressen	856
h) Einige besondere Verfahren und Einrichtungen der Abwasser-Reinigung	858
XXXV. Abschn. Verfahren für besondere Beseitigung trockener Abfallstoffe	861
Druckfehler-Berichtigungen	866

Zweite Abteilung.

Technische Einrichtungen der Städtereinigung.



IX. Abschnitt.

Vorfragen, Vorerhebungen und allgemeine Vorarbeiten.

1. Kapitel.

Vorfragen.

§ 212. Die Zweckerfüllung einer Stadtkanalisation, wie immer dieselbe im einzelnen ausgestaltet werden möge, ist an einige Voraussetzungen gebunden, worunter diejenige am wichtigsten ist, daß der Wasserverbrauch in den Wohnungen groß genug sei, um die zur Fortführung der Schwemmm-, Schweben- und Sinkstoffe nötige Schwemmkkraft hergeben zu können. Es ist aber nicht der Wasserverbrauch allein, auf den es ankommt, sondern das Wasser muß auch in guter Verteilung verbraucht werden, d. h. an allen Stellen zur Verfügung sein, wo abschwemmbare Abfallstoffe entstehen oder gesammelt werden.

Den vorstehenden Bedingungen kann im allgemeinen nur durch eine zentrale Wasserversorgung entsprochen werden, die das Wasser in allen, auch den am höchsten gelegenen Wohnungen zu jeder Zeit abgibt. Einzelversorgung kann genügen; ob dies aber der Fall ist, hängt durchaus von der besonderen Ausgestaltung derselben ab. Daher ist das Bestehen einer zentralen Wasserversorgung mit ununterbrochener Zuführung des Wassers fast eine unerlässliche Voraussetzung für die Ausführung einer Stadtkanalisation, deren Nutzen beeinträchtigt wird, wenn die Leitungen auch nur zeitweilig „dickflüssige“ Massen aufzunehmen und fortzuführen haben. Wenn feste Teile sich nach der Aufnahme in die Röhren oder Kanäle alsbald ablagern, gehen sie rasch in Fäulnis über und werden dadurch mehr oder weniger gesundheitsschädlich für die Haus-, bezw. Stadtbewohnerschaft.

Wie das Bestehen einer Kanalisation durch das Bestehen einer Wasserversorgung bedingt ist, so ist, umgekehrt, auch die Schaffung einer Wasserversorgung von dem vorherigen Bestehen oder doch von der Möglichkeit der baldigen Schaffung einer Kanalisation abhängig, da erfahrungsmäßig mit dem durch die Einrichtung zentraler Wasserversorgung erleichterten Bezug des Wassers der Verbrauch desselben erheblich zuzunehmen pflegt, wodurch die Anforderungen an die ordnungsmäßige Ableitung der Mehrerzeugung von Schmutzwasser entsprechend vergroßert werden. Während bei Versorgung aus Hausbrunnen der Wasserbedarf für 1 Kopf und Tag mit 10—20 l — und noch weniger — befriedigt sein kann, erhöht sich

derselbe bei zentraler Versorgung leicht auf 40—100 l und in demselben Maße erhöhen sich die aus den Häusern abzuführenden Schmutzwassermengen. Deshalb wird eine Stadt, welche zur Einrichtung zentraler Wasserversorgung schreitet, wenn nicht bereits Einrichtungen zur unterirdischen Entfernung der Schmutzwasser bestehen, die gleichzeitige oder baldige Schaffung einer Kanalisationsanlage wenigstens in Ueberlegung zu ziehen haben. Kann die Anlage nicht alsbald geschaffen werden, so muß die Stadt alles thun, um die spätere Ausführung zu erleichtern, bezw. vorzubereiten. Dazu stehen ihr mancherlei Mittel zu Gebote. Beispielsweise wird sie einen Bebauungsplan aufstellen lassen, in welchem die Richtungen neuer Straßenzüge der späteren unterirdischen Entwässerung möglichst günstig sind. Sie wird für Neubauten Vorschriften über die größte zulässige Tiefenlage der Kellersohlen und der Höfe hinter den Häusern erlassen, ferner einzelne zu tief liegende oder sumpfige Teile des Stadtgebiets von der Bebauung ausschließen, allzu zerstreute Bauweise verhindern, eine Grenze für die größte zulässige Entfernung der Gebäude von der Straße festsetzen, geordnete Ableitung des Dachwassers vorschreiben, nur unter Vorbehalt die fernere Anlage sogenannter nasser Gruben oder anderer Anlagen, deren Leistung später durch die Kanalisation übernommen wird, zulassen, endlich auch bei den Längen- und Querprofilen neuer Straßen und bei der Befestigungsweise letzterer auf die zukünftige unterirdische Entwässerungsanlage gebührende Rücksicht nehmen.

Die Stadt kann auch Ursache haben, zunächst auf eine gewisse Beschränkung im Wasserverbrauch hinzuwirken, um Uebelstände, welche mit dem Bestehen einer zentralen Wasserversorgung auf so lange verbunden sein können, als es an gut geordneten Einrichtungen zur Ableitung der Schmutzwasser fehlt, auf das geringste Maß herabzusetzen.

Bei etwaigen Stadterweiterungen wird in den neuen Gebieten die Kanalisation von vornherein durchzuführen, bezw. der Anbau in denselben an die Bedingung der zuvorigen Schaffung von unterirdischer Entwässerung — und Wasserleitung — zu knüpfen sein.

Wenn die Kosten, welche die Anlage der Kanalisation erfordert, zu groß sind, oder unüberwindliche Schwierigkeiten anderer Art bestehen, z. B.: zu hohe Lage des Grundwassers, felsige oder morastige Beschaffenheit des Grundes, Mangel an Vorflut, so wird, wenn die Frage der Schaffung einer zentralen Wasserversorgung noch offen ist, zu überlegen sein, ob darauf nicht zu verzichten, und entweder der bestehende Zustand aufrecht zu erhalten ist, oder es sich empfiehlt, etwa eine zentrale Versorgung von beschränkter Leistung, z. B. mit Abgabe des Wassers nur durch Laufbrunnen auf den Straßen, einzurichten.

2. Kapitel.

Vorerhebungen.

§ 213. Nach den vier Hauptformen, in welchen eine Kanalisationsanlage ausgeführt werden kann, nämlich:

a) zur Aufnahme der häuslichen Schmutzwasser und der Meteorwasser, b) zur Aufnahme der häuslichen Schmutzwasser, und nur eines mehr oder weniger großen Teils der Meteorwasser, c) zur Aufnahme nur der Schmutzwasser oder d) nur der Meteorwasser,

gestalten sich die Vorerhebungen mehr oder weniger ausgedehnt; die Vorerhebungen sind am umfassendsten bei der zu a) angegebenen Form, der sogenannten Schwemmkanalisation.

Die Wahl zwischen den vier Formen, welche teils durch das Bodenrelief, die Bodenbeschaffenheit, die Verkehrsverhältnisse, die hydrographischen Zustände der Gegend, die zur Verfügung stehenden Geldmittel und manches andere bedingt ist, hängt wesentlich von der Art und Weise ab, wie man sich in einem gegebenen Falle der Abwasser am einfachsten und billigsten entledigen kann. Durch die Entscheidung dieser Frage ist gleichzeitig über die Grundzüge des Kanalisationsplans, die Lage der Hauptsammler, Regenkanäle, Notauslässe, Pumpwerke u. s. w. entschieden.

Es ist daher zunächst notwendig, sich über die verschiedenen zur Hand befindlichen Möglichkeiten der Behandlung und den schließlichen Verbleib der Abwasser zu vergewissern, d. h. darüber, ob die Wasser ungereinigt, oder in welchem Maße gereinigt einem offenen Gewässer übergeben werden können, bezw. welche dazu geeigneten Stellen vorhanden sind. Alsdann erst ist die Art der Reinigung: ob auf Rieselheldern oder auf Filtern, oder durch mechanische, chemische oder mechanisch-chemische, in näheren Betracht zu ziehen, und die sich bietenden verschiedenen Möglichkeiten sind nach ihren Vorzügen bezw. Nachteilen und Kosten eingehend zu prüfen. Auf der Nebeneinanderstellung der so erlangten Resultate wird sich alsdann die Entscheidung über die im gegebenen Falle zweckmäßigste Form der Kanalisation aufbauen, wobei es nicht ausgeschlossen ist, daß die Entscheidung zu Gunsten der Ausführung zunächst eines Systems von beschränkter Leistungsfähigkeit fällt, dessen Ergänzung zu voller Leistung einem späteren Zeitpunkte vorbehalten bleibt: späterer Uebergang vom Trenn- zum Schwemmsystem, oder auch von einer vorläufig genügenden Reinigungseinrichtung von beschränktem Umfang und Leistung zu einer anderen, die der noch zu erwartenden Vergrößerung des Bedürfnisses entspricht. Wesentliche Verschiedenheiten der Bebauungsverhältnisse oder des sozialen Charakters der Bevölkerung, ferner größere zeitliche Unterschiede in der Ausführung können Veranlassung geben, für das Stadtgebiet nicht eine einheitliche, sondern eine wechselnde Ausführungsform: Schwemm- und Trennsystem nebeneinander, desgleichen Rieselung und Klärung u. s. w., zu wählen.

Alle Vorerhebungen müssen von dem Gedanken beherrscht sein, daß es sich um ein Werk handelt, welches nicht nur dem heutigen Bedürfnis zu genügen hat, sondern im stande ist, seinen Dienst dauernd zu leisten, ohne daß Umgestaltungen, die den Kern des Werkes berühren, notwendig werden. Spätere Änderungen dürfen möglichst nur in der Form bloßer Ergänzungen vorkommen. Letztere können teils mit Bezug auf die räumliche Ausdehnung der Stadt, teils wegen Zunahme der Bevölkerungszahl oder Bevölkerungsdichte, aber auch durch erheblich vergrößerte Anforderungen des Verkehrs notwendig werden.

§ 214. Unter besonderen örtlichen Verhältnissen kann es notwendig sein, mit dem Plan der Kanalisationsanlage die Grenzen des Stadtgebiets zu überschreiten. Dies gilt, wenn im Stadtgelände stärker ausgesprochene Höhenunterschiede von der Art vorkommen, daß das Gelände nach einer oder mehreren Außenseiten hin ansteigt und die Wasserscheiden über die Grenzen des Stadtgebiets hinausfallen. Es muß alsdann die Frage entschieden werden, ob und wie weit das außerhalb der Stadtgrenzen liegende höhere Gelände in den Kanalisationsplan einzbezogen werden soll, und zwar ohne Rücksicht darauf, ob Aussicht besteht, daß die Ausdehnung der Stadtgrenzen die Wasserscheiden jemals erreicht oder nicht. Denn da (abgesehen von einzelnen Strängen, welche Ausnahmen erfordern) die Kanäle Gefälle erhalten

müssen, so ist für die höher liegenden Gebietsteile an eine andere Ableitung der Meteor- und Schmutzwasser füglich nicht zu denken, als über das niedrig liegende Gelände hinweg, oder auch unterirdisch hindurch. Sind die höher liegenden Teile bereits bebaut, oder liegt ihre spätere Bebauung auch nur im Bereich der Möglichkeit, so können, wenn dies im Kanalisationsplane unberücksichtigt geblieben ist, für die tiefer liegenden Stadtteile große gesundheitliche Nachteile entstehen, oder auch, es werden, wenn für die höher liegenden Teile demnächst der Zeitpunkt zur Schaffung einer systematischen Entwässerungsanlage herantritt, die Kosten derselben vielleicht eine erhebliche Vermehrung erfahren. Es ist daher in jedem Falle zweckmäßig, mit einem Kanalisationsprojekt sich nicht an die gegenwärtigen Stadtgrenzen unbedingt gebunden zu erachten, vielmehr allgemein als Grenzen desselben die Wasserscheiden anzunehmen. Dies sollte um so mehr die Regel bilden, als die Grenzen zwischen der Stadt- und den Nachbargemeinden nichts Unabänderliches sind, sondern Zufälligkeiten und leicht eintretenden Wechseln unterstehen. Von auf lange Dauer berechneten technischen Einrichtungen, wie Kanalisationsanlagen von Städten es sind, muß aber der Einfluß von Zufälligkeiten und Wechseln möglichst fern gehalten werden. Im übrigen hängt es durchaus von dem Zustande, der in den höher liegenden Teilen des Niederschlagsgebiets besteht, ab, wie weit sogleich in die Bearbeitung der Einzelheiten der Kanalisation dieser Teile einzutreten ist. Wenn die Ausführung für einen schon absehbaren Zeitpunkt zu erwarten ist, so wird der Plan möglichst vollständig zu bearbeiten sein; im anderen Falle genügt vorläufig die Festlegung der Grundzüge, um über die Beeinflussung, welche der Kanalisationsplan der Stadt erleidet, klar zu werden und wenigstens die Zukunft offen zu halten.

Bei ebener oder nach außen fallender Geländeform des Stadtgebiets wird es im allgemeinen nicht nötig sein, mit der Planung der Kanalisation über die Grenzen desselben hinauszugreifen. Doch kann dies in den Fällen empfehlenswert oder geboten sein, daß in der Zukunft durch Angliederung fremder Gebietsteile Vergrößerungen des Stadtgebiets zu erwarten, oder daß durch Hinzunahme fremder Gebietsteile Erleichterungen für die Ausführung, Kostenersparnisse etc. zu verwirklichen sind. Bei sogenannter Gemengelage oder verwickelter Gestalt der Grenzen wird es oft zweckmäßig oder notwendig sein, Teile des eigenen Stadtgebiets auszuschließen, oder, umgekehrt, fremde Gebietsteile hinzuzuziehen. Bei Gebietsteilen, die durch größere Wasserläufe oder Eisenbahnen abgetrennt sind, hängt es von den besonderen Umständen ab, ob dieselben in das Entwässerungsgebiet einbezogen oder davon ausgeschlossen, oder endlich als selbständige Teile behandelt werden sollen.

Noch unbebaute Teile vom Stadtgebiet sind im Kanalisationsplan jedenfalls so weit zu berücksichtigen, daß für die spätere Ausführung nicht Schwierigkeiten und vermehrte Kosten entstehen.

Da die Menge der aufzunehmenden Meteorwasser nicht nur bei der Ausführungsweise zu a) oben, sondern auch bei der Ausführungsweise zu b) die Menge der häuslichen Schmutzwasser weit übersteigt, so kommt der Ausdehnung des Kanalisationsplans über die Grenzen des Stadtgebiets hinaus in den Fällen, daß Meteorwasser mit aufgenommen werden, viel größere Bedeutung zu, als in dem zu c) angegebenen Falle, daß dieselben von der Aufnahme in die Kanalisation ausgeschlossen werden.

§ 215. Die im Stadtgebiet zu erwartende Bevölkerungszahl hängt nicht nur von der Ausdehnung desselben, sondern oft in noch höherem Maße von der Wohndichte ab, welche in einem späteren Zeitpunkt erreicht werden kann. Die Wohndichte

findet ihre Grenze zuweilen an der Sitte, die in der Bau- oder Wohnweise festgehalten wird, immer aber an den baupolizeilichen Vorschriften über die Größe des überbaubaren Teils der Grundstücke und über die Zahl der Wohngeschosse, welche übereinander angelegt werden dürfen. Da aber diese Grenze keineswegs streng ist, erscheint es notwendig, in den Annahmen über die zu erwartende Wohndichte, d. h. die auf 1 ha entfallende Kopfzahl, eher zu weit als zu eng zu greifen. Zahlenangaben über Bevölkerungsdichten, mit welchen in einer Anzahl von deutschen Städten gerechnet worden ist, finden sich auf S. 158 und Angaben über beobachtete Bevölkerungszunahmen in den deutschen Städten auf S. 151 u. 152.

§ 216. Ob und in welchem Maße spätere Sonderungen in Geschäfts- und Wohnviertel, sowie industrielle Zustände und Entwickelungen den Plan einer Stadtkanalisation beeinflussen, ist lediglich Sache der Besonderheiten des Falles.

§ 217. Wenn im Stadtgebiete kleine Wasserläufe vorkommen, die zu Zeiten wasserarm sind, so fragt es sich, ob dieselben als offene Gewässer beibehalten oder überdeckt werden sollen.

An sich ist ein offener, an allen Stellen zugänglicher Wasserlauf für mancherlei Zwecke nützlich, z. B. für das Feuerlöschwesen und die Straßenbesprengung, zur Pflege von Gärten und Schmuckanlagen, für gewisse gewerbliche und Haushaltungszwecke. Aber dem Nutzen gesellen sich in der Regel Uebelstände und Gefahren hinzu: der Wasserlauf mag einen unnötig breiten Raum beanspruchen; es mögen Sicherungsmittel für den Verkehr und große Geldaufwendungen für Instandhaltung der Ufer und des geregelten Bettes notwendig sein; immer bildet ein offener Wasserlauf ein Verkehrshindernis. In Zeiten von Epidemien bringt derselbe Gefahren dadurch mit sich, daß er zur bequemen Beseitigung von Dingen, die im Haushalte lästig oder gefährlich sind, geradezu einladet. Es wird selbst bei geregelten offenen Wasserläufen, die sich unter beständiger Ueberwachung der Polizei und der Oeffentlichkeit befinden, nicht gelingen, sie vor der Möglichkeit der Zuführung von schlimmen Verunreinigungen zu schützen, bezw. den Gebrauch des Wassers zu Zwecken, welche große gesundheitliche Gefahren in sich bergen, zu verhindern. Freilich bestehen nach der Lage, Größe und Form des Wasserlaufs große Unterschiede. Wenn derselbe in öffentlichen Straßen von einiger Breite und reinlicher Haltung liegt, so mögen die Gefahren nur gering sein im Vergleich zu demjenigen Zustande, daß der Wasserlauf seinen Weg durch enge, von einer ärmlichen Bevölkerung bewohnte Straßen oder durch Privatgrundstücke nimmt, da der Einstrom widerrechtlicher Benutzung auf den in Privatbesitz befindlichen Strecken am wahrscheinlichsten ist. Grundsätzlich sollten daher offene Wasserläufe auf Privatgrundstücken nicht geduldet, sondern immer nur durch öffentlichen Grund geleitet werden.

Einen absoluten Schutz gegen mißbräuchliche Benutzung bietet auch die Einschließung (Ueberwölbung) eines Wasserlaufs nicht, zumal durch dieselbe der Thatbestand einer Verunreinigung noch leichter verdunkelt werden kann, als bei offener Lage. Daher muß die Entscheidung aus den Besonderheiten des Falles entnommen werden.

Erreicht der Wasserlauf die Stadtgrenze in bereits verunreinigtem Zustande, so wird die Ueberwölbung in der Regel aus gesundheitlichen Rücksichten notwendig sein. — Besteht das Flußbett aus hartem, standfähigen Boden und ist das Flußgefälle groß genug, damit Ablagerungen verhütet werden, so mag die Einwölbung unterbleiben können, wogegen sie unvermeidlich ist, wenn der Wasserlauf

sich in losem Grunde langsam dahin schleppt. — Immer spielen Verkehrserleichterungen, die mit der Ueberwölbung verbunden sind, eine bedeutende Rolle. — Zuweilen mag es durch die Ueberwölbung erreichbar sein, den Wasserlauf für Spülzwecke der Kanalisation nutzbar zu machen. — Auf die Schwierigkeiten, welche für die Lösung der Frage: ob einwölben oder nicht? durch große Wechsel in der Wasserführung des Flußlaufs, durch Kellerüberschwemmungsgefahren und anderes entstehen können, kann nicht näher eingegangen werden.

Ein bekanntes großartiges Beispiel einer Bachüberwölbung findet sich in Brüssel. Dort wurde schon vor etwa 30 Jahren der Sennebach in zwei nebeneinander liegende, je etwa 6 m weite, flach überwölbte Kanäle gefaßt, an deren beiden äußeren Seiten Schmutzwasserkanäle geführt sind. Letztere sind gegen erstere durch Thüren abgesperrt, welche sich bei Erreichung eines gewissen Höhenstandes des Schmutzwasser selbstthätig öffnen, so daß Uebertritt zum Sennebach hin stattfinden kann. In neuerer Zeit sollen die beiden Bachhälften auch für Verkehrszecke nutzbar gemacht werden sein. Ueber den vier Kanälen, welche die Breite von etwa 25 m einnehmen, erstreckt sich die Prachtstraße des Boulevard central. Ein anderes, ungleich größeres Beispiel bietet die Ueberwölbung des Wienflusses in Wien.

Im Vorhergehenden ist unterstellt, daß die Verunreinigung des Wasserlaufs wesentlich in der Zuführung häuslicher Schmutzwasser ihren Ursprung hat. Ungünstiger kann der Zustand sein, wenn die Möglichkeit der Zuführung von Fabrikwassern besteht. Es ist alsdann mit der Gefahr der Zuführung großer Mengen von Giften, Säuren oder ätzenden Stoffen zu rechnen, die für sich allein die Einwölbung des Wasserlaufs notwendig machen kann.

Offene stehende Gewässer von geringer Tiefe (sogenannte Tümpel) sind im gesundheitlichen Sinne ebenso gefährlich als fließende Wasser; daher wird ihre Beseitigung bei Gelegenheit einer Kanalisationsanlage wohl immer ein erstrebenswertes oder nicht abzuweisendes Ziel sein.

§ 218. Die am unteren Ende einer Stadtkanalisation zusammengeföhrten Wasser müssen irgendwo Verbleib finden, sei es, daß sie in mehr oder weniger gereinigtem Zustande einem offenen Gewässer übergeben, sei es, daß sie durch Rieseln oder Filtration vorläufig dem Boden einverleibt werden. Meteorwasser von den Dächern, Straßen und Höfen werden vielfach direkt, oder auch bis zu einem gewissen Grade mit Schmutzwassern gemischt durch die sogenannten Regentüberfälle oder Notauslässe indirekt offenen Gewässern zugeführt. Voraussetzung dafür ist ein gewisser Wasserreichtum des Gewässers, und bei fließenden Gewässern eine Geschwindigkeit, welche mindestens gleich derjenigen ist, mit welcher die Meteorwasser eintreten, damit Ablagerungen von Sinkstoffen an den Eintrittsstellen unterbleiben.

Um alle auftretenden Fragen mit Sicherheit lösen zu können, sind die höchsten, mittleren und kleinsten Spiegellagen, die denselben entsprechenden Abflußmengen, sowie die Gefälle und Geschwindigkeiten, die Perioden besonderen Verhaltens des Gewässers, die Ufer- und Bettbeschaffenheit, überhaupt alle diejenigen Zustände genau zu ermitteln, welche unter die Sammelbezeichnung des Flußregimes fallen. Ferner ist durch chemische, physikalische und biologische Untersuchungen Aufschluß über die Leistungsfähigkeit des Wassers mit Bezug auf die Eigenschaft der Selbstreinigung (§ 55 ff.) zu schaffen, durch die seine Aufnahmefähigkeit für Schmutzstoffe bedingt und begrenzt wird.

Bei der Kanalisation von Orten an größeren offenen Gewässern hat man sich zuvor über das Regime dieser Gewässer mit Bezug auf den normalen und die außergewöhnlichen Spiegelstände genau zu unterrichten. Namentlich muß die Länge der Perioden, während welcher das Gewässer die verschiedenen typischen Spiegelstände zeigt, genau erforscht werden, und desgleichen sind die zugehörenden

Geschwindigkeiten und Wassermengen zu ermitteln. In Orten, die an der Meeresküste oder an Tideströmen liegen, ist die genaue Kenntnis des Gezeitenspiels notwendig, um daraus die Dauer derjenigen Perioden zu ermitteln, während welcher der natürliche Abfluß geöffnet, bzw. durch den Flutstand geschlossen ist.

§ 219. Wenn sich im Stadtgebiete selbst oder in dem Niederschlagsgebiete, zu welchem dasselbe gehört, kein aufnahmefähiges offenes Gewässer findet, so ist die Durchführung der Kanalisation in höchstem Maße erschwert. Es ist möglich, daß dieselbe an diesem Punkte scheitert; wenigstens gilt dies, wenn es Absicht ist, neben den Schmutzwässern auch Meteorwasser in die Kanäle aufzunehmen. Es bleibt dann nur übrig, die Anlage auf die Fortführung der Schmutzwasser engeren Sinnes, d. h. die Einrichtung eines Trennsystems zu beschränken, und die Schmutzwasser entweder, sei es durch Rieselung (auch sogenannte Untergrundberieselung), sei es durch Filtration, dem Boden einzuverleiben, oder dieselben durch Pumpwerke einem fremden Niederschlagsgebiete zuzuführen und erst hier die Reinigung vorzunehmen.

Handelt es sich um nicht große Wassermengen und steht im Entwässerungsgebiete selbst Gelände mit tief liegendem Grundwasser zur Verfügung, so kommen die Schwierigkeiten in Fortfall, die sich bei großen Wassermengen und für die Aufnahme derselben bei ungünstiger Bodenbeschaffenheit ergeben. Im letzteren Falle tritt vielleicht eine unzulässige Erhöhung des allgemeinen Grundwasserspiegels (Versumpfung) ein; oder es wird das in den Grund versenkte Wasser vielleicht in ein fremdes Niederschlagsgebiet geführt, und es treten nun hier Entschädigungsansprüche auf, die zu begleichen große Schwierigkeiten haben kann. Die Zuführung „fremden“ Wassers und die dadurch verursachten Beschwerden haben neuerdings in Preußen die Aufmerksamkeit der Behörden auf sich gezogen, und es werden infolge davon bei den Behörden zur Vorlage gebrachte Kanalisationsprojekte auch mit Bezug auf diese Möglichkeit genauer geprüft. Um so dringender ist die Veranlassung hierzu, wenn mit der Zuführung von fremdem Wasser sich die Gefahr der Verunreinigung des Grundwassers oder offener Gewässer verbindet, die für Trinkwassergewinnung in Benutzung sind oder benutzt werden können. — Fast immer werden die häuslichen Abwasser mit Bezug auf ihre Einleitung in ein offenes Gewässer als „fremde“ Wasser gelten, für welche das sogenannte Vorflutrecht nicht in Anspruch genommen werden kann, sondern erst „erworben“ werden muß. Dabei kann es sich um die Gewährung bedeutender Entschädigungen oder die Uebernahme schwerwiegender Verpflichtungen handeln. Und dies gilt auch für Wasser, die vor ihrer Einleitung gereinigt worden sind, wie z. B. die Drainswasser, welche von Rieselfeldern abfließen.

§ 220. Wenn es notwendig ist, Schmutzwasserleitungen — gleichviel ob geschlossene oder offene — durch fremde Gemeindegebiete zu führen, so ist zu beachten, daß selbst öffentliche Wege für diesen Zweck nicht ohne weiteres benutzt werden dürfen. Auch derartige Fragen sind zu klären, bevor die Festlegung der Grundzüge eines Projekts, die dadurch stark beeinflußt werden können, stattfindet.

§ 221. Eine wichtige Vorfrage betrifft die Aufnahme oder Zurückweisung von sogenannten Fabrikwässern, wozu im weiteren Sinne auch die Wasser aus größeren chemischen und physikalischen Instituten, aus Gasbereitungsanstalten, Kondensationswasser aus Fabriken mit Dampfbetrieb, Thermalwasser, Wasser aus öffentlichen Waschanstalten u. s. w. gehören. Ueber Beschaffenheit und Mengen solcher Wasser, sowie über die Zulässigkeit der Aufnahme in die Kanäle und die

dabei zu stellenden Bedingungen vergl. § 88 ff. Zusätzlich mag hier noch folgendes mitgeteilt werden:

Es ist möglich, daß gewisse Fabrikwasser für sich allein harmlos sind, doch aber die Aufnahme derselben in die Kanäle hoch bedenklich sein kann, weil, wenn andere Stoffe, bezw. Wasser aus andern Fabriken hinzutreten, schädliche Verbindungen entstehen. Es mögen z. B. unerträgliche Gerüche entwickelt werden, oder sich Niederschläge bilden, die mehr oder weniger feste Beschaffenheit annehmen und abflusshemmend wirken. Solche Vorgänge können durch Einfuß von warmem Wasser in die Kanäle (Kondensationswasser) erhebliche Förderung erfahren.

Der Einfuß großer Mengen von warmem, nicht eigentlich verunreinigtem Wasser kann auch den Uebelstand mit sich bringen, daß aus den in den Straßen und höher liegenden Oeffnungen, welche Verbindungen des Kanalinnern mit der freien Atmosphäre herstellen, in der kalten Jahreszeit sichtbare Dämpfe austreten.

Heiße Wasser und Abblasedampf dürfen nicht in Kanäle eintreten, weil sie in den Wänden derselben Spannungszustände hervorrufen können, welchen die letzteren nicht gewachsen sind, auch stark fäulnisfördernd auf die Schmutzwasser wirken.

Kondensationswasser dürfen in der Regel aufgenommen werden, da den Nachteilen der Aufnahme die günstige Wirkung verstärkter Spülung gegenübersteht. Es ist jedoch fraglich, ob etwa die gesonderte Zuführung von Kondensationswasser zu einem nahen Flusßlaufe vorteilhafter ist. Hierüber kann nur durch genauere Kostenermittlungen, welche bei den beiden Möglichkeiten entstehen, entschieden werden. — Auch die Abflüsse aus Schlächtereien und Schlachthöfen sind aufnahmefähig, da dieselben wohl immer so stark verdünnt sein werden, daß nachteilige Wirkungen ausgeschlossen sind. Die von Tierblut herrührende rote Färbung dieser Wasser wird bei der Mischung mit häuslichen Abwassern rasch zerstört, während Zerstörung durch andere Mittel sehr schwierig ausführbar ist. Durch die Aufnahme der Wasser von Schlächtereien und Schlachthöfen wird man daher von der Anstößigkeit frei, welche der Einfuß blutgefärbter Wasser in offene Gewässer zu erregen pflegt.

Die Aufnahme von Wassern mit hohen Anteilen von Seifen und Fett ist nur zulässig, wenn in die Zuleitungen zu den Straßenkanälen Fetttopfe (Fettfäenge) eingeschaltet werden.

Saure, alkalische und stark salzhaltige Wasser finden in der Regel Aufnahme unter der Bedingung, daß der Säure-, Alkali- oder Salzgehalt 0,1 % nicht übersteigt. Die Erreichung dieses Verdünnungszustandes kann vielleicht dadurch gesichert werden, daß die Wasser den Straßenkanälen nicht direkt zufließen, sondern durch Vermittelung einer hinreichend großen Grube, welche Zufluß von reinem Wasser erhält. Zuweilen wird auch Neutralisierung der Säuren gefordert. Der Satz von 0,1 % erscheint sehr niedrig, enthält deshalb einen hohen Sicherheitskoefizienten. Derselbe kann ermäßigt werden, insoweit es sich um den Schutz der Kanalwände gegen Angriffe handelt. Andererseits mag er bei kleinen Fischgewässern oder in dem Falle, daß schädliche Verbindungen mit anderen Stoffen entstehen können, schon zu hoch sein.

Zwischen den Wirkungen von Säuren, Alkalien und Salzen auf Mörtel finden große Unterschiede statt, und die praktischen Erfahrungen beim Betriebe von Stadtkanalisationen erweisen auch, daß die (nach Laboratorienvorversuchen) zu erwartenden Zerstörungerscheinungen an den Kanalwänden zuweilen ganz ausbleiben, zuweilen nur in so geringem Maße stattfinden, daß sie praktisch bedeutungslos sind. Dies führt wohl daher, daß die Mischung der schädlichen Stoffe mit häuslichen Schmutzwassern auch solche chemischen Prozesse entstehen läßt, die sich zum Teil gegenseitig aufheben. Außerdem übt die auf der Kanalwand in kurzer Zeit

gebildete sogenannte Sielhaut einen schützenden Einfluß aus. Sehr schädlich für Mörtel sind nur diejenigen Säuren, die sich mit Kalk zu löslichen Kalksalzen verbinden, wie z. B. Salzsäure, Salpetersäure und Essigsäure, wogegen Säuren, die, wie Schwefelsäure, schweflige Säure und Flußsäure, mit Kalk unlösliche oder schwer lösliche Verbindungen ergeben, weit weniger, vielleicht auch gar nicht schädlich wirken. Die reinen Alkalien, Kali, Natron, auch Ammoniak sind auf Cementmörtel einflußlos, wogegen die Salze derselben, wie kohlensaures Kali, kohlensaures Natron und kohlensaures Ammoniak, zerstörend wirken. — Kohlensäure, die in Wasser und Luft enthalten ist, verbindet sich mit Kalkhydrat (Aetzkalk) zu doppelkohlensaurem Kalk, der vom Wasser gelöst wird. — Kochsalz, Chlorkalium und Salmiak wirken auf Cementmörtel ebenso ungünstig wie die Salze der Alkalien. Kochsalz wird aber schon in ziemlichen Mengen in den häuslichen Abwassern angetroffen und kann eine unzulässige Vermehrung durch Abflüsse aus Soolbädern erfahren, die daher nicht in jedem Falle aufnahmefähig sind. Teer und Mineralöle sind auf Cementmörtel einflußlos, wogegen fette Oele (sowie Gerbsäure) sich mit Kalk zu leicht löslichen Kalkseifen verbinden.

Außer an die Schädigungen, welche die Kanalwände durch den Einlaß der bisher erwähnten Stoffe erfahren können, ist an ungünstige Wirkungen zu erinnern, welche von gewissen Stoffen bei der Reinigung der Kanalwasser ausgehen können. Als Antiseptikum wirkt z. B. Kochsalz hindernd auf Zersetzungsprozesse, vermag daher in Schmutzwässern, welche auf Rieselfeldern oder auf Filtern gereinigt werden, die Zersetzungsvorgänge der organischen Stoffe hemmend zu beeinflussen. — Stark eisenhaltige oder saure Wasser wirken zerstörend auf die Vegetation z. B. von Rieselfeldern und auf das Fischleben von Gewässern.

3. Kapitel.

Allgemeine Vorarbeiten.

§ 222. Dieselben betreffen zunächst die Feststellung des Bodenreliefs, wozu in dem Gebiete einige Höhenpunkte, welche an das allgemeine Höhennetz der Gegend anzuschließen sind, bestimmt und sicher markiert werden. Es beginnt alsdann die Aufnahme der Höhengestalt des Gebiets, wobei zuerst die ausgesprochenen Senkungen im Gelände an die Reihe kommen, da diese die allgemeinen Richtungen, welche mit den Hauptsammlern einzuhalten sind, angeben. Als dann sind beckentartige Vertiefungen und dergleichen Gebietsteile, die zeitweilig von offenen Gewässern aus überflutet werden können, der Höhe nach genau festzulegen, und demnächst kommen in weiterer Ausführung der Höhenbestimmungen alle übrigen Teile des Gebiets zur Aufnahme.

Handelt es sich um stark wechselnde Geländeformen, so ist es notwendig, die festgelegten Höhen in einer Karte zusammenzutragen und darnach einen Höhenschichtenplan herzustellen, mit Schichtenhöhen von 1 m, bei steileren Geländen von 2 m. In dem Schichtenplan werden die Gebietsgrenzen und die Umgrenzungen der mehr oder weniger selbstständig zu behandelnden Teile, in welche man das Entwässerungsgebiet zerlegt, eingetragen.

Eine solche Karte, bei ebener Geländeform auch schon eine Karte ohne Schichtenlinien im Maßstabe von 1 : 10000 bis 1 : 5000, ist ausreichend: a) für die

Bestimmung der Lage und der absoluten Gefälle, die in den einzelnen Strecken der Hauptsammler, sowie insgesamt zur Verfügung stehen, b) für die Zerlegung des Gebiets in Teile, wofür die Geländeform, die Lage der Hauptstraßenzüge, der Wasserläufe und anderes maßgebend ist. Jedes Teilgebiet erhält einen so genannten Hauptsammler, d. h. einen Kanal, in welchem sich die Nebensammler und alle Zweigleitungen vereinigen.

§ 223. Wenn über die Bodenbeschaffenheit nicht schon im voraus ausreichende Kenntnis besteht, oder durch Augenschein, sowie Beobachtungen auf Baustellen u. s. w. gewonnen werden kann, ist dieselbe durch Aufgrabungen oder Bohrungen zu ergänzen. Besonders wichtig ist die Kenntnis des Grundwasserstandes, die am sichersten durch Ermittelungen an den Brunnen im Entwässerungsgebiet gewonnen werden kann. Wenn sich in den Spiegelständen benachbart liegender Brunnen auffällige Verschiedenheiten zeigen, wie dies in Alluvialgebieten leicht vorkommt, so deutet dies auf ausgesprochene Besonderheiten in den Lagerungsverhältnissen des Bodens, die dann genauer erforscht werden müssen. Unterirdische Felseneinlagerungen, Thon- und Lehmschichten, stark wässriger und aus zersetzen Pflanzenresten bestehender Boden (Moore), Grobkies mit Wasser durchzogen, besonders aber sogenannter Triebsand sind ihrem Umfange nach genau festzulegen, namentlich wenn solche Lagerungen in engen Straßen vorkommen, wo die Herstellung ausreichend weiter Baugruben für die Kanäle ohnehin Schwierigkeiten bietet, verkehrshindernd wirkt und Gefahren für die benachbarten Gebäude mit sich bringen kann. Im Triebsand ist dies schon dadurch möglich, daß beim Ausheben der Baugrube der Zug des Grundwassers eine Änderung erfährt, oder eine grössere Spiegelsenkung desselben stattfindet.

Bei der großen Länge, welche die Baugruben der Kanäle erreichen, ist es aus allgemeinen wirtschaftlichen Gründen von besonderer Wichtigkeit, über die Bodenbeschaffenheit sehr genau unterrichtet zu sein, noch mehr aber, um bei der Bestimmung über Lage und Gefälle der Hauptkanäle die Gefahr zu vermeiden, durch unvorhergesehene Schwierigkeiten, die in den Baugruben angetroffen werden, die Kosten vielleicht bedeutend zu vermehren, oder auch zu wesentlichen Abweichungen von dem aufgestellten Plane genötigt zu sein. Insbesondere ist es das Grundwasser, das dies bewirken kann, das aber auch deshalb zu fürchten ist, weil beim Eintauchen der Kanäle und Rohre in dasselbe die Dichtungen der Fugen und Stöfe nicht in dem Maße genügen, daß der Durchtritt von Wasser durch die Kanalwand sicher verhindert sei.

Ein rationell entworfenes Kanalnetz bildet ein Ganzes, in welchem jeder einzelne Teil durch den anderen beeinflußt wird, in welchem daher auch irgend ein fehlerhaft angelegtes Stück, z. B. eine mit unnötig großem Gefälle verlegte obere Strecke leicht die Ursache werden kann, daß weiter abwärts Mangel an Gefälle stattfindet, oder daß gekünstelte Einrichtungen getroffen werden müssen, die sich leicht als betriebsunsicher erweisen, und auch leicht sehr kostspielig werden. Darin ist die Notwendigkeit begründet, auf Bodenuntersuchungen eine fast peinliche Sorgfalt zu verwenden.

§ 224. Mit den Bodenuntersuchungen sind genaue Feststellungen über die Lage und den Zustand etwa im Straßengrunde vorhandener alter Kanäle oder sonstiger Leitungen für Gas, Wasser, Elektricität u. s. w. zu verbinden. Kanalisationsleitungen bedürfen Stetigkeit der Gefälle, und es liegt auch die untere zulässige Grenze der Gefälle einigermaßen nahe. Es tritt daher leicht der Fall ein, mit Kanalisationsleitungen nicht „ausweichen“ zu können, und es ist deshalb der Grundsatz zur Geltung zu bringen, daß alle anderen Leitungen den Kanalisations-

leitungen zu weichen haben. Bei Konzessionsverleihungen an Unternehmer, welche den Straßengrund benutzen, muß diesem Grundsatz unbedingt Geltung verschafft werden.

Wenn vorhandene alte Kanäle in der neuen Anlage keine Benutzung finden, sind sie entweder zu beseitigen oder mit Erde zu füllen; letzteres ist vorzuziehen. Die Notwendigkeit der Auffüllung ist darin begründet, daß alte unbenutzte Hohlräume im Grunde durch Einstürzen Gefahren hervorrufen können. Besonders wichtig ist aber der Umstand, daß solche Hohlräume leicht Sammelstätten für ausgetretenes Leuchtgas oder auch andere explosionsfähige Gase (Sumpfgase) werden, durch die, wie durch vorgekommene Beispiele erwiesen ist, große Zerstörungen angerichtet werden können.

§ 225. Gebäude an engen Straßen, durch die größere Kanäle oder auch kleine, tief liegende Leitungen zu führen sind, müssen auf Tiefenlage und Beschaffenheit ihrer Fundamente genau untersucht werden, um darnach über den notwendigen Aufwand an Sicherungsmitteln zu bestimmen. Nur allzu häufig ist es um die Fundamentierung alter Gebäude schlecht bestellt.

§ 226. Nachdem die topographischen und hydrographischen Verhältnisse sowie die Beschaffenheit des Grundes im Stadtgebiete genau festgestellt sind, bleibt noch die Aufgabe, die Lage der Kellersohlen und der am niedrigsten liegenden Ausgußstellen in den Gebäuden zu bestimmen. Diese Bestimmung ist auf alle Gebäude zu erstrecken, in welchen die Kellersohlen oder Ausgußstellen mehr als etwa 1 m tief unter Straßenoberfläche liegen. Die Einbeziehung der übrigen Gebäude wird meist unnötig sein, weil Straßenkanäle nur in Ausnahmefällen weniger als 1,2—1,5 m tief im Boden verlegt werden. Die Gesundheitslehre fordert, daß Schmutzwasser von den Kellersohlen frei abfließen können und nicht minder, daß die Kellersohlen auch gegen Ueberflutungen vom Straßenkanal aus (sogenannten Rückstau) gesichert sind.

In Orten, wo nicht schon frühzeitig durch baupolizeiliche Vorschriften für eine größere Höhenlage der Kellersohlen Vorsorge getroffen ist, wird es immer eine Anzahl von Gebäuden geben, bei welchen die Erfüllung der beiden genannten Ansprüche Schwierigkeiten macht oder geradezu unmöglich ist, sei es weil die ausreichende Vorflut fehlt, sei es, weil die Anlagekosten unverhältnismäßig erhöht werden würden. In solchen Fällen ist es nicht zu vermeiden, mit Bezug auf diese Minderzahl von Gebäuden sich über jene Forderungen hinwegzusetzen, und für dieselben besondere Einrichtungen zu treffen, durch die das Mögliche geleistet wird. Das Spezielle darüber bleibt für eine spätere Stelle vorbehalten, und hier nur noch zu betonen, daß es immer die Aufgabe ist, sich mit der Ausschließung in engen Grenzen zu halten, nicht nur weil bei anderem Verfahren die wohlthätigen Folgen der Entwässerungsanlage beeinträchtigt werden, sondern auch weil die Eigentümer der nicht berücksichtigten Grundstücke in doppelter Weise geschädigt werden: einmal dadurch, daß die besonderen Einrichtungen, die der Anschluß jener Grundstücke erfordert, erhöhte Kosten, dazu auch Unbequemlichkeiten und Lasten mit sich bringen und weiter dadurch, daß sie in gleicher Weise wie alle übrigen Stadtbewohner zu den Gesamtkosten der Kanalisation beitragen müssen.

§ 227. Ebenso wichtig wie die Aufnahme der Kellersohlen ist die Aufnahme derjenigen Gebäude im Stadtgebiet, welche besonders weit hinter der Straßenflucht stehen, wenn gefordert wird, daß auch solche Gebäude Anschluß an die Kanalisation erhalten sollen.

X. Abschnitt.

Tiefenlage der Kanäle.

§ 228. Die Entscheidung über die allgemeine Tiefenlage, die den Entwässerungsleitungen gegeben werden soll, schließt dem Vorstehenden nach immer eine große moralische Verantwortlichkeit des betreffenden Technikers ein, die er nur dadurch von sich abwenden kann, daß er den Sachverhalt nach allen Richtungen hin, d. h. durch Bearbeitung mehrerer Entwürfe und genaue Vergleichung derselben völlig klar legt, und alsdann die Entscheidung den Händen der Stadtbehörde zuweist.

Zuweilen wird, anstatt von Kanalisationen, schlechthin von „Tiefkanalisationen“ gesprochen. Diese Bezeichnung hat indes neuerdings ihre Bedeutung verloren, und kann nur bei Vergleichen mit Anlagen aus älterer Zeit benutzt werden, bei welchen man, um an Kosten zu sparen, die Tiefenlage der Einzelkanäle möglichst gering wählte. Dies hat in der neueren Zeit aufgehört, und weil auch die neueren Kanalisationen ein zusammenhängendes, systematisch durchgeföhrtes Ganzes bilden, läuft der Unterschied zwischen Kanalisationen schlechthin und Tiefkanalisationen im allgemeinen auf den Unterschied der neueren Gesamtanlagen gegen die früheren Einzelanlagen hinaus. Dies gilt unbeschadet der Thatssache, daß es einige Stadt-kanalisationen mit einer Tiefenlage der Kanäle giebt, die allgemein über das sonst Uebliche hinausgeht, wie z. B. in Frankfurt a. M. und Mainz, wo die Kanäle bis 7 m tief unter Straßenoberfläche liegen.

§ 229. Die auszuführende allgemeine Tiefenlage der Kanäle bestimmt sich nach den im folgenden zu besprechenden Verhältnissen und Rücksichten.

Zunächst nach dem zur Verfügung stehenden absoluten Gefälle, d. h. dem Höhenunterschied zwischen dem höchsten und tiefsten Punkte des Kanalnetzes. Denn zwischen diesen beiden Punkten ist wenigstens eine einigermaßen gleichmäßige, d. h. einigermaßen ausgeglichene Wassergeschwindigkeiten erzeugende Verteilung des Gefälles erwünscht, wenn auch nicht gerade notwendig, die ihrerseits zwingend auf die allgemeine Tiefenlage der Kanäle wirkt.

In noch höherem Maße als durch das Gefälle kann die Tiefenlage durch die Spiegelstände offener Gewässer bestimmt sein. Dies gilt:

- a) wenn die offenen Gewässer als Vorflutmittel für die Regenüberfülle und Notauslässe benutzt werden,
- b) wenn dieselben zur Spülung der Kanäle dienen sollen,
- c) wenn nach Form und Beschaffenheit der Ufer eine stärkere Beeinflussung

des Grundwasserstandes in den Uferstreifen oder auch darüber hinaus stattfindet, und

d) wenn Teile des Stadtgebiets, oder auch nur des unterirdischen Kanalnetzes, der Gefahr gelegentlicher Ueberflutungen von den offenen Gewässern aus, oder auch nur dem sogenannten Rückstau ausgesetzt sind.

Der Einfluß, den die Tiefenlage der Kellersohlen ausübt, wurde bereits im § 226 erwähnt.

Allen gedachten Einflüssen gesellt sich ein weiterer in der Straßenbreite und der möglichen Bebauungstiefe der Grundstücke hinzu. Die Anschlußleitungen der Grundstücke bedürfen ein großes relatives Gefälle ($\frac{1}{100}$ — $\frac{1}{50}$), an welchem es bei großer Straßenbreite und weiter Entfernung der Gebäude von der Straßenflucht leicht fehlt.

Wesentlich bestimmend kann für die allgemeine Tiefenlage eines Kanalnetzes das — bereits im § 224 besprochene — Vorkommen von anderweitigen Leitungen im Straßengrunde sein. Sind deren mehrere vorhanden, ist die Straßenbreite gering, nehmen die anderweitigen Leitungen einen größeren Raum in Anspruch, ist die zeitweilige Außerdienststellung derselben mit Schwierigkeiten verknüpft, erfordert ihre Verlegung besonders große Kosten, oder liegen noch andere Gründe vor, welche die Verlegung erschweren bzw. verbieten, so bleibt nichts anderes übrig, als sich mit den Kanälen in eine Bodentiefe zu begeben, welche von jenen Leitungen nicht erreicht wird. Wasserleitungsrohre pflegen $1\frac{1}{2}$ —2 m tief unter Straßenoberfläche zu liegen, und da die anderen Arten von Leitungen, weil bei denselben die Frostgefahr keine Rolle spielt, gewöhnlich nur bis zu $1\frac{1}{2}$ m tief eingebettet werden, so wird die von Hindernissen freie Zone gewöhnlich schon in etwa $1\frac{1}{2}$ —2 m Tiefe beginnen, die daher die Mindesttiefe des Kanalisationsnetzes angibt.

§ 230. Bauen im Grundwasser bringt nicht nur große Erhöhungen der Kosten mit sich, sondern gefährdet auch leicht die tadellose Herstellung. Gerade für Kanalisationsleitungen ist aber solche von ganz besonderer Wichtigkeit; weil es verhindert werden muß, sowohl daß Wasser von innen nach außen, als von außen nach innen durch die Kanalwand tritt. Solches kann bei Kanälen durch jede Fuge und durch Hohlräume in der Mauer, bei Röhrenleitungen durch die Stöße der einzelnen Schlässe hindurch stattfinden. Durchtritt des Wassers von außen nach innen vermehrt die Betriebskosten der Kanalisation, ist aber sonst unschädlich. Daß Durchtritt von innen nach außen verhindert sei, ist jedoch eine wichtige Anforderung der Gesundheitslehre. Es ist aus diesen Gründen dringend zu raten, wenn irgend thunlich mit Kanalisationsleitungen über Grundwasserspiegel zu bleiben und wo das nicht erreicht werden kann, die Eintauchungstiefe möglichst zu beschränken. Unter Umständen kann es sich empfehlen, Leitungsteile, welche tief ins Grundwasser eintauchen würden, mit negativem Gefälle, d. h. als Heberleitungen herzustellen. Im übrigen ist hierzu noch zu erwähnen, daß sichere Stoßdichtungen von Leitungen aus Thonrohren oder Cementrohren im Nassen sehr schwer oder kaum herstellbar sind.

§ 231. Ein gegen unnötige Vermehrung der Tiefenlage von Kanalisationsleitungen sprechender Grund liegt darin, daß in den Einstiegeschächten und Sinkkästen und den anschließenden Hausleitungen zuzeiten heftiger Regenfälle Aufstau des Wassers, d. h. Ueberdruck von innen nach außen stattfindet. Weder Mauerwerk, noch die Stoßdichtungen von Thon- und Cementrohren vertragen merkliche Beanspruchungen auf inneren Druck; vielmehr entstehen dabei leicht Risse, offene Fugen

und Stöße. Mehr als der Druck einer Wassersäule von etwa 3—4 m Höhe sollte daher Kanalisationssleitungen nicht zugemutet werden, wenigstens nicht Leitungen von einem Kaliber, wenn dieselben aus Thon- oder Cementrohren bestehen. Enge Leitungen und solche aus Eisen dürfen allerdings stärker beansprucht werden.

Leitungen mit tiefer Lage können außer durch inneren Druck, bei besonderer Bodenbeschaffenheit auch durch den Druck des überlagernden Erdreichs (äußeren Druck) gefährdet sein, der Formänderungen und dadurch Zugspannungen in der Rohrwand erzeugt. Für die Leitungen von großem Kaliber ist die Gefahr am größten. Je kohäsionsloser und durchlässiger der Boden ist, um so mehr wächst die Gefahr von Beschädigungen durch äußeren Druck. — Leitungen mit sehr flacher Lage sind durch den Druck darüber fortgehender Radlasten gefährdet.

Die Tiefenlage einzelner Kanalstrecken kann durch die Straßenbreite und die Bebauungstiefe der Grundstücke stark beeinflußt werden. Je breiter die Straße und je weiter sich die Bebauung der Grundstücke hinter die Straßenflucht erstreckt, um so tiefer muß der Straßenkanal liegen, um demselben das Wasser aus den Gebäuden mit natürlichem Gefälle zuführen zu können.

Mit der Einbettungstiefe der Leitungen wachsen die Kosten derselben in großem Verhältnis. Bei engen Leitungen können die Kosten der Erdarbeiten u. s. w. über die Kosten der Rohre leicht hinausgehen. Einen weniger hohen Anteil erreichen die Erdarbeitskosten bei Rohrkanälen von größerer Weite und gemauerten Kanälen. Aber auch bei diesen kann selbst eine geringe Vermehrung der Einbettungstiefe eine wesentliche Kostenvermehrung zur Folge haben; namentlich gilt dies bei Leitungen, die in engen Straßen herzustellen sind, wenn Sicherungs vorkehrungen gegen Beschädigungen der an der Straße stehenden Gebäude getroffen werden müssen.

§ 232. Endlich sind hier noch die Beziehungen vorzuführen, welche die Tiefenlage von Kanalisationssleitungen zu Bodentemperatur und Luftwechsel in den Kanälen hat.

Die Tiefenlage der Kanäle muß groß genug sein, damit ihr Inhalt sowohl gegen Frostgefahr als gegen starke Temperaturerhöhungen gesichert sei, letzteres um weder die Fäulnisvorgänge, noch den Angriff der Kanalwände durch chemische Agentien zu begünstigen.

Da den Kanalwassern immer größere Mengen von warmem Wasser beigemischt sind, so liegt die Temperatur derselben vergleichsweise hoch; sie bewegt sich in unsrnen Breitengraden während des ganzen Jahres etwa zwischen 5 und 10° C. Dabei ist aber nicht ausgeschlossen, daß an Stellen, wo sehr kalte oder sehr warme Zuflüsse erfolgen — also an den Anschlußstellen der von den Grundstücken und von den Gullies kommenden Zuleitungen — vorübergehend viel geringere beziehungsweise viel höhere Temperaturen stattfinden. Es können auch an Stellen, wo das Kanalinnere mit der freien Atmosphäre in Verbindung steht: in den Einsteigeschachten und Gullies, ferner an Stellen, an welchen Leitungsröhre abzweigen, oder wo Dachwasser zugeleitet werden, durch Luftströmungen, welche Luftverdunnungen erzeugen, stärkere Abkühlungen erfolgen, namentlich bei zugiger Lage der betreffenden Stellen. Wenn solche mit niedrigen Temperaturen der umgebenden Bodenschichten zusammentreffen, entsteht, ungeachtet der im allgemeinen hohen Temperatur des Abwassers, Frostgefahr, die dadurch vergrößert wird, daß die Abwasser vermöge ihrer Dickflüssigkeit und meist auch infolge der nur teilweisen Füllung des Kanalquerschnittes, sowie geringer Gefälle der Kanäle, mit nur geringer Geschwindigkeit fließen. Wenn daher Abwasserleitungen, namentlich enge Rohre, im sogenannten kaltgründigen, d. h. die Wärme stark leitenden Boden liegen, so muß mit der

Frostgefahr ernstlich gerechnet werden. Kaltgründig sind alle kompakten, aber auch die porösen mit Feuchtigkeit erfüllten Bodenarten; in solchen bedürfen daher Kanalisationsleitungen einer tieferen Einbettung als in sogenannten warmen Bodenarten, wie z. B. trockenen Sandboden. Und die Tiefe ist noch etwas zu vergrößern, wenn die kaltgründige Bodenschicht flach liegt, so daß die Oberfläche von lebhaften Luftströmungen bestrichen werden kann.

Die Wärme der oberen Bodenschicht ist großen Wechseln unterworfen, die mit zunehmender Tiefe jedoch stark abstumpfen; auch bleiben diese Wechsel, abgesehen von einer oberen dünnen Schicht, hinter den Temperaturwechseln der freien Atmosphäre zeitlich zurück, und um so weiter, um je größere Tiefen des Bodens es sich handelt. In der Lage von Berlin scheinen die Temperaturschwankungen, die der Boden erfährt, schon in etwa 20 m Tiefe ganz aufzuhören, und das zeitliche Zurückbleiben der Bodentemperatur gegen die Lufttemperatur ist hier in 1 m Tiefe zu 4—5 Wochen und in 3 m Tiefe zu 8—10 Wochen beobachtet worden. Die Amplitude der Tagesschwankungen der Bodentemperatur ist in Berlin bisher in 0,05 m Tiefe zu 10° , in 0,2 m Tiefe zu 3° und in 0,4 m Tiefe zu nur noch $0,6^{\circ}$ beobachtet worden. Dagegen waren die Amplituden der Monats- und Jahresschwankungen folgende:

Bodentiefe	Monats-	Jahres-
	Schwankung	
0,5 m	3°	$18-22^{\circ}$
1,0 "	2°	$15-18^{\circ}$
1,5 "	—	$11-15^{\circ}$
2,0 "	—	$9-11^{\circ}$
2,5 "	—	$5-9^{\circ}$
3,0 "	$0,5^{\circ}$	—
4,0 "	—	$4-5^{\circ}$
6,0 "	—	$3-4^{\circ}$

Ueber die an anderen Orten beobachteten Größt- und Kleinstwerte der Bodentemperatur, die in verschiedenen Tiefen erreicht worden sind, liegen dem Verfasser folgende Zahlen vor:

Bodentiefe	Größtwert	Kleinstwert
0,10 m	$19,5$ u. $21,0^{\circ}$	—
0,6 "	$16,9$ u. $16,6^{\circ}$	—
1,0 "	$16,4$, $16,3$ u. $17,6^{\circ}$	$0,6^{\circ}$
1,5 "	$14,8$ u. $13,8^{\circ}$	—
1,7 "	$15,6^{\circ}$	$2,0^{\circ}$
3,0 "	$12,8$ u. $12,4^{\circ}$	—
3,5 "	$11,9$ u. $11,6^{\circ}$	—

Ob diese Zahlen bereits sicher stehen, mag zweifelhaft sein. Man kann aber aus den vorstehenden Zahlenangaben den Schluß ziehen, daß wenn in unseren Breitengraden die Kanalohlen etwa 1,5 m unter Geländeoberfläche liegen, oder die Schüttungshöhe über dem Scheitel der Leitungen mindestens 1 m erreicht, die Gefahr des Gefrierens des Kanalinhals im allgemeinen nicht zu befürchten ist. Ausnahmen können exponierte Lagen und besonders ungünstige Bodenverhältnisse bilden; es ist aber die Gefahr für enge Rohre mit geringem Wasserinhalt und auch für verschmutzte Rohre größer als für Rohre von einer gewissen Weite an und auch für rein gehaltene Rohre. Ferner sind Rohre, die auf den Grundstücken selbst, in der Nähe, und daher im Schutz von Gebäuden liegen, der Frostgefahr in viel geringerem Maße ausgesetzt als Rohre im Straßengrunde; für jene genügen daher auch geringere Einbettungstiefen.

Außer der mit dem Einfrieren der in den Kanälen sich bewegenden Abwasser verbundenen Gefahr, daß Betriebsstörungen eintreten, muß an Gefährdungen der Lei-

tungen selbst gedacht werden, die durch das Gefrieren des Bodens an der Außenseite der Leitungen entstehen. Es kann nämlich durch die damit verbundenen Bodenbewegungen eine Lockerung der Stoßdichtungen von Rohrkanälen erfolgen, die später dem Kanalwasser den Uebertritt in die umgebenden Gründe erlaubt.

Durch hohe Bodentemperaturen wird die Fäulnis der in den Abwassern enthaltenen Schmutzstoffe begünstigt, während es Zweck sein muß, den Zersetzungsvorgang möglichst hintanzuhalten. Hohe Bodentemperaturen befördern auch das Antrocknen von Schmutzstoffen an den oberen, vom Wasser gewöhnlich nicht berührten Teilen der Kanalwand, wodurch die Kanalluft verschlechtert wird. Aus diesen Gründen besitzt die tiefere Einbettung der Kanäle einen Vorzug vor der flacheren. Andererseits wird aber durch höhere Temperaturen des Kanalinnern — auch durch Wechsel derselben — der Luftwechsel in den Kanälen angeregt, der daher in den flacher liegenden Kanälen sich günstiger gestaltet als in den tiefer liegenden. Durch die flachere Lage der Kanäle wird aber auch den über dieselben fortwährenden Windströmungen ein größerer Einfluß auf den Luftwechsel in den Kanälen verschafft und eine Verringerung der Bewegungswiderstände der Luft erreicht, beides Faktoren, die nur als günstige bezeichnet werden können.

§ 233. Aus dem Vorstehenden ist zu ersehen, daß unter den Bedingungen, welche für die allgemeine Tiefenlage eines Kanalnetzes in Betracht kommen, vielfache Widersprüche bestehen, es daher eine allgemeine Regel nicht geben kann. Es läßt sich als allgemeines, den wichtigeren Rücksichten Rechnung tragendes Resultat nur das ziehen, daß da, wo der Kostenpunkt keine Schwierigkeiten bereitet, der tieferen Lage vor der flacheren der Vorzug gebührt. Je beschränkter aber die zur Verfügung stehenden Mittel sind, um so sorgfältiger wird man die Grenze zwischen einer sonst möglichen tieferen und einer weniger tiefen Einbettung der Kanäle zu ziehen haben.

Bestimmend für die Tiefenlage der Kanäle ist unter allen Umständen der zur Verfügung stehende Höhenunterschied zwischen dem höchsten und dem tiefsten Punkt eines Kanalnetzes, der in der Regel gegeben sein wird, jedoch da, wo künstliche Hebung des Wassers notwendig ist, einiger Willkür unterliegt. Bestimmend ist ferner das etwaige Vorkommen beckenartiger Vertiefungen im Stadtgebiet, wenn zur Entwässerung derselben nicht etwa besondere Einrichtungen getroffen werden, oder dieses Gebiet von der Entwässerung ausgenommen wird. Weiter ist über die Tiefenanlage der Kanäle in dem Falle bestimmt, daß das Gelände des natürlichen Gefälles entbeht und die Kanalgefälle durch Anlage von Sammellestellen, an welchen Hebung durch Pumpen oder auf andere Weise stattfindet, künstlich geschaffen werden müssen, da man in diesem Falle mit dem Minimum von Tiefe auszukommen suchen wird.

XI. Abschnitt.

Innerer und äußerer Druck auf die Kanalwand.

§ 234. Inneren Druck von einiger Größe haben in Kanalisationswerken fast nur die sogenannten Druckleitungen auszuhalten, in welchen die bewegende Kraft künstlich hergestellter Luftdruck ist. Innerer Druck findet regelmäßig aber auch in Düfern (Siphons) statt. Druckleitungen kommen sowohl beim Trennsystem als beim Schwemmsystem vor, in beiden Systemen aber nur behufs Fortschaffung von bereits gesammelten Abwassern nach Stellen, wo sie entweder nur angehalten, oder auch gereinigt oder beseitigt werden sollen. Geringeren Innendruck können gelegentlich gewöhnliche Zuleitungen, aber auch Sammelleitungen bei heftigen Regenfällen erfahren, wenn der ganze Querschnitt der Leitungen mit Wasser gefüllt wird, und in den offenen Verbindungen derselben mit dem Freien (Gullies, Einstiegschachten, Kammern, Regen- und Fallrohren u. s. w.) Aufstau stattfindet. Desgleichen kann Innendruck gelegentlich durch Ueberflutung der Leitungen in tief liegenden Gebietsteilen, durch Rückstau aus offenen Gewässern, durch Verstopfungen und endlich auch dadurch entstehen, daß infolge unrichtiger Bemessung der Querschnitte und Gefälle oder auch infolge unvermeidlich tiefer Lage einzelne Strecken überfüllt werden, während die anschließenden Strecken leer bleiben oder der Querschnitt derselben nur teilweise gefüllt wird. Innere Drücke von begrenzter örtlicher Ausdehnung können auch durch Ansammlungen von Luft an Stellen entstehen, wo dieselbe von der Verbindung mit der freien Atmosphäre abgeschnitten ist; solche Luftansammlungen kommen leichter vor, als gewöhnlich angenommen wird.

Welche Größe die etwa zu erwartenden inneren Drücke und die daraus hervorgehenden Zugspannungen der Rohrwand erreichen können, ist nach den bestehenden Einrichtungen und der Oertlichkeit in der Regel leicht zu ermitteln. Innendrücke, die durch Luftpressungen infolge von Luftansammlungen entstehen, entziehen sich aber der Rechnung.

§ 235. Anderes gilt für den äußeren Druck, den in die Erde eingebettete Leitungen erleiden. Derselbe röhrt teils von der Erdüberschüttung, teils von der Last der über die Leitung fortgehenden Fuhrwerke (Radlasten u. s. w.) her.

Ein besonderer Fall liegt bei sogenannten Heberleitungen vor, in welchen Luftverdünnung besteht. Immer ist das Maximum der Luftverdünnung, einschließlich des Mehr, welches zur Ueberwindung des Reibungswiderstandes zwischen Kanalwand und Flüssigkeit notwendig ist, bekannt. Man berücksichtigt dasselbe am

einfachsten, indem man es — auf Wassersäule umgerechnet — positiv als äußeren Druck dem sonst bestehenden äußeren Druck hinzurechnet.

Außer dem Druck, der von der Erdüberschüttung und den Radlasten herrührt, erleiden die Kanäle seitlichen Erddruck. Wenn der Boden kompakt ist und die Baugrubenweite auf das Notwendige beschränkt wird, ist dieser Druck im Vergleich zu dem senkrecht wirkenden gering, und kann unberücksichtigt bleiben. Unter anderen Umständen mag es notwendig sein, den Seitendruck in Rechnung zu ziehen. Es handelt sich dann um Lösung einer einfachen Aufgabe der Statik, auf welche hier nicht einzugehen ist.

Der für die Bemessung der Wand-(Scheitel-)stärke der Kanäle in Rechnung zu ziehende, als senkrecht wirkend anzunehmende Gesamtdruck p setzt sich aus den beiden Einzeldräcken p_1 und p_2 zusammen, wobei unter p_1 der von der Erdüberschüttung und unter p_2 , der von den Radlasten herrührende Teil verstanden ist. p_1 und p_2 werden zweckmäßig auf 1 m Kanallänge und auf die äußere Breite d_1 (äußerer Durchmesser $d_1 = \text{innere Weite } d + 2\text{mal Wandstärke}$) bezogen.

Das Gewicht der Bodenüberschüttung kann im Minimum zu 1500 kg/cbm angenommen werden, wobei vorausgesetzt ist, daß die Bodenlast in bloß ruhender Weise wirkt. Da aber Boden, der mit Gesteinen vermischt ist, auch nasser Boden, schwerer als 1500 kg ist, da ferner beim Verfüllen der Baugrube Erschütterungen stattfinden, desgleichen bei Durchnässung Rutschungen eintreten können, endlich durch die Bildung von Rutschflächen auch Ungleichheiten in der Druckverteilung entstehen, soll mit einem um $\frac{1}{3}$ erhöhten Satz, oder mit $p_1 = 2000 \text{ kg/cbm}$ gerechnet werden. Demnach ist, wenn t die Ueberschüttungshöhe bezeichnet, die auf 1 m Kanallänge ruhende Bodenlast

$$1. \dots \dots \dots p_1 = 2000 t d_1.$$

Hier nach stellt sich der Erddruck als eine lineare Funktion der Ueberschüttungshöhe t dar. Dies ist aber eine Vorstellung, die der Wirklichkeit nicht entspricht; sie könnte nur zutreffen, wenn weder Reibung zwischen den Bodenteilchen auftrate, noch Kompressionsarbeit verrichtet würde. Je leichter die Bodenteilchen bei einem auf sie ausgeübten Druck — oder auch vermöge der Eigenlast — ausweichen können, je mehr ist es zutreffend, daß der Erddruck in einfachem Verhältnis mit der Schüttungshöhe zunimmt, und umgekehrt. Für verflüssigte und schlammartige Bodenmassen — wie z. B. Trieb sand — ist der Ausdruck $p = k t$ als zutreffend anzusehen, während bei kompaktem und trockenem Zustande des Bodens p in einem geringeren Verhältnis, d. h. nach $n k t$, wo n eine Zahl < 1 ist, zunimmt. — Von einer gewissen Tiefe ab findet aber unter solchen Umständen Zunahme von p überhaupt nicht mehr statt, wie bei Unterhöhlungen stehender Bodenmassen, bei Tunnelbauten im sogenannten schwimmenden Gebirge u. s. w. beobachtet werden kann. Von dieser Tiefe an „trägt der Boden sich selbst“; dieselbe wechselt mit der Bodenstruktur, und sei hier mit t_0 bezeichnet. Wenn dann vorläufig angenommen wird, daß bis zur Erreichung derselben die Gleichung 1 Geltung habe, so ist:

$$2. \dots \dots \dots p_{1 \max} = 2000 t_0 d_1.$$

Den Gleichungen 1 und 2 entspricht die Darstellung Fig. 15, in welcher x die Lage der Bodenoberfläche und die Ordinaten y die Größe des Erddrucks darstellen.

Umgekehrt wie beim Erddruck findet beim Raddruck vermöge der auf das seitliche Ausweichen und die Zusammenpressung des Bodens verwendeten Arbeit Abnahme mit der Tiefe statt. Bei Erreichung einer Tiefe, die mit t_r bezeichnet werden möge, ist der Raddruck vollständig aufgezehrt, $= 0$ geworden. Wird die

von der Beschaffenheit der Bodenoberfläche und von der Bodenstruktur abhängige seitliche Ausbreitung des Raddrucks unberücksichtigt gelassen, so liegt die Annahme nahe, und ist für Näherungsrechnungen (welche hier allein in Betracht kommen) am bequemsten: daß der Raddruck im umgekehrten Verhältnis zur Bodentiefe steht, daher für $t = 0$ sein Maximum, dagegen sein Minimum = 0 für die Tiefe t_r hat.

Fig. 15.

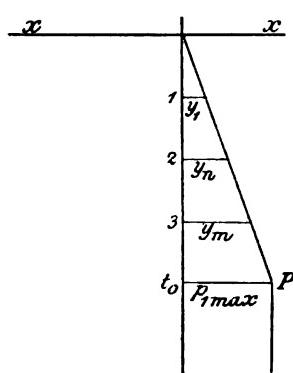
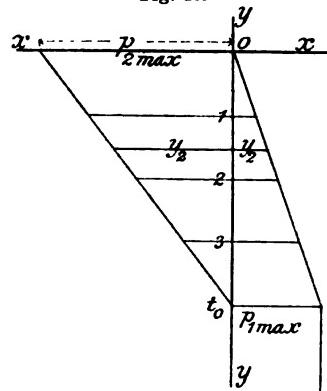


Fig. 16.



Wird der Raddruck mit R , der dadurch im Boden hervorgerufene Druck mit p_r bezeichnet, so würde:

$$p_r = R \frac{1}{t}$$

sein. Da aber die Funktion für die Tiefe $t = 0$ das Maximum von p_r und für die Tiefe t_r den Wert 0 ergeben soll, muß dieselbe in einer anderen Form dargestellt werden, d. h. es ist zu setzen:

$$3. \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad p_r = R \frac{t_r - t}{t_r}.$$

Graphisch ist der Ausdruck 3. durch eine Linie darzustellen, wie sie an der linken Seite in Fig. 16 gezogen ist. Hier wurde angenommen, daß der Raddruck, in derselben Tiefe t_0 zu wirken aufhört, in welcher der Erddruck sein Maximum erreicht, oder in Zeichen: $t_r = t_0$. Darin liegt eine Willkür, die nur zulässig erscheint, wenn für t_r ein nicht zu niedriger Wert eingeführt wird.

Was den Wert R betrifft, d. h. die von einem Rade auf den Boden übertragene größte Last, so ist dieselbe in den verschiedenen Ländern gesetzlich festgelegt. In Preußen läßt ein Gesetz vom 25. Juni 1887 als höchstes Ladungsgewicht eines 4rädrigen Lastwagens 7500 kg und ausnahmsweise 10000 kg zu. Da in den meisten anderen Ländern die Höchstgewichte der Ladungen geringer zu sein scheinen*), mag im folgenden mit dem Raddruck $= \frac{10\,000}{4} = 2500$ kg gerechnet werden.

Beim Raddruck handelt es sich um bewegten Druck; es könnte deshalb eine Erhöhung der Zahl 2500 um einen gewissen Prozentsatz notwendig erscheinen. Davon wird hier abgesehen, weil ein Ausgleich dadurch erfolgt, daß der Raddruck als eine in einem Punkte wirkende Last aufgefaßt werden soll. Zwar ist es möglich, daß wegen ungleicher Verteilung der Wagenladung auf die beiden Achsen

*) Vergl.: Nessenius. Der Straßenbau. (Handbuch der Baukunde, Abt. III, Heft 4. Berlin 1892) — und: Löwe, F. Straßenbaukunde. Wiesbaden 1895.

sich eine höhere Radlast R als 2500 kg ergiebt; dem steht jedoch auf der anderen Seite die zweifellose Thatsache gegenüber, daß, wie beim Erddruck, so auch beim Raddruck der dadurch im Boden hervorgerufene Druck in stärkerem Verhältnis als in dem von $\frac{1}{t}$ abnimmt, also ebensowenig wie der Erddruck einer linearen Funktion folgt.

Wird letzteres vorläufig unberücksichtigt gelassen, so hat man:

$$4. \dots \dots \dots p_r = 2500 \frac{t_r - t}{t_r}.$$

Diese Einzellast wird nach der Gleichung:

$$\frac{2500}{2} \frac{t_r - t}{t_r} \frac{1}{2} = p_u \frac{1^2}{8}$$

auf eine längs einer Linie von 1 m Länge gleichförmig verteilte Last:

$$5. \dots \dots \dots p_u = 5000 \frac{t_r - t}{t_r}$$

zurückgeführt. Indem man diese auf die äußere Breite d_1 eines Kanals mittels der Gleichung:

$$\frac{5000}{2} \frac{t_r - t}{t_r} \frac{d_1}{2} = p_2 \frac{d_1^2}{8},$$

reduziert, erhält man schließlich:

$$6. \dots \dots \dots p_2 = \frac{10\,000}{d_1} \frac{t_r - t}{t_r}$$

und danach als über die Kanalbreite d_1 auf 1 m Länge gleichförmig verteilte Last:

$$7. \dots \dots p = p_1 + p_2 = 2000 t d_1 + \frac{10\,000}{d_1} \frac{t_r - t}{t_r}, \text{ oder:}$$

$$8. \dots \dots p = \frac{10\,000}{d_1} \left(0,2 t d_1^2 + 1,0 - \frac{t}{t_r} \right).$$

In dieser Gleichung stellt der erste Summand den Erddruck dar, während die beiden anderen Summanden für die durch die Radlast im Boden hervorgerufene Pressung gelten. Die Gleichung kann daher für alle drei Fälle, Erddruck und Radlast, Erddruck allein, und Radlast allein, bequem benutzt werden.

Was die Tiefe $t_r = t_0$, in welcher die Radlast zu wirken aufhört, während nach der Voraussetzung der Erddruck in derselben seinen Größtwert erreicht, anbetrifft, so wird dieselbe mit der Bodenstruktur stark wechseln. Wenn der Boden nicht sehr lockere Struktur besitzt, und wenn seine Poren nicht gleichzeitig mit Wasser erfüllt sind, möchte $t_r = 4-5$ m eine passende Zahl sein; sicherheitshalber soll bei der nachfolgenden Berechnung einer Tabelle, die bestimmt ist, der Anschauung zu Hilfe zu kommen und einige Folgerungen zu entwickeln, $t_r = 5$ m gesetzt werden.

Die nach der Gleichung 8 berechneten Werte von p bedürfen aber wegen der darin enthaltenen, nicht zutreffenden Voraussetzung der Proportionalität des Druckes p mit der Tiefe t einer Korrektur, die zutreffend nur nach Versuchen in jedem Einzelfalle ausgeführt werden kann. Von Versuchsergebnissen dieser Art, die an Bodenschüttungen ausgeführt wurden, welche aus Sand und Kies gemischt waren, sind mir einige bekannt, über welche in dem Journal of the Association of Engineering Societies, New-York 1897, berichtet wird. Dieselben ergaben, daß der

senkrechte Druck im Boden in 0,3 m Tiefe nur noch 70 % und in 2,6 m Tiefe nur noch 40 % des Bodengewichts betrug.

Wenn man nun mit Hilfe einer graphischen Darstellung zwischen diesen Zahlen interpoliert und in der Fortsetzung nach unten bis $l = 5$ m den Druck bis auf 35 % abnehmend denkt, in der Fortsetzung nach oben denselben zu 85 % bei 0,25 m Ueberschüttungshöhe annimmt, so berechnet sich aus Gleichung 8 die nachstehende Tabelle.

Innerer Durchmesser m <i>d</i>	Aeußerer Durchmesser m <i>d</i> ₁	Drücke <i>p</i> ₁ <i>p</i> ₂	Drücke (kg) auf 1 m Kanallänge bei den Ueberschüttungshöhen <i>t</i> (m)											
			0,25	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5 ° und darüber
0,2	0,26	<i>p</i> ₁	111	174	222	276	374	458	533	608	683	759	835	910
		<i>p</i> ₂	31057	23192	18684	16307	12923	10154	7885	6000	4327	2807	1373	0
0,3	0,37	<i>p</i> ₁	157	248	316	392	533	651	759	866	971	1080	1189	1295
		<i>p</i> ₂	21825	16298	19095	11460	9081	7135	5541	4216	3041	1973	965	0
0,4	0,48	<i>p</i> ₁	204	322	410	509	691	845	984	1124	1260	1402	1542	1680
		<i>p</i> ₂	16823	12562	9892	8833	7000	5500	4271	3250	2344	1521	744	0
0,5	0,6	<i>p</i> ₁	255	402	513	636	864	1056	1230	1404	1575	1752	1928	2100
		<i>p</i> ₂	18458	10050	8075	7066	5600	4400	3417	2600	1875	1217	595	0
0,6	0,72	<i>p</i> ₁	306	482	616	763	1087	1267	1476	1685	1890	2102	2318	2520
		<i>p</i> ₂	11215	8374	6729	5888	4666	3666	4470	2167	1562	1014	496	0
0,7	0,85	<i>p</i> ₁	361	570	727	901	1224	1496	1748	1989	2281	2482	2731	2975
		<i>p</i> ₂	9500	7094	5700	4988	3953	3106	2812	1885	1323	839	420	0
0,8	1,0	<i>p</i> ₁	425	670	855	1060	1440	1760	2050	2340	2625	2920	3213	3500
		<i>p</i> ₂	8075	6080	4845	4240	3360	2640	2050	1560	1125	730	357	0
0,9	1,15	<i>p</i> ₁	489	771	988	1219	1656	2024	2358	2691	3019	3358	3695	4025
		<i>p</i> ₂	7022	5244	4218	3687	2922	2296	1683	1357	978	635	310	0
1,0	1,25	<i>p</i> ₁	531	838	1069	1325	1800	2200	2563	2925	3281	3650	4016	4375
		<i>p</i> ₂	6460	4824	3876	3392	2688	2112	1640	1248	900	584	286	0
1,25	1,65	<i>p</i> ₁	701	1105	1410	1749	2376	2904	3383	3861	4331	4818	5301	5775
		<i>p</i> ₂	4898	3654	2936	2569	2036	1600	1242	945	682	442	216	0
1,51	1,9	<i>p</i> ₁	808	1293	1625	2014	2736	3344	3895	4446	4988	5548	6105	6650
		<i>p</i> ₂	4250	3174	2551	2232	1768	1389	1079	823	592	384	188	0

Die Zahlen dieser Tabelle erscheinen im allgemeinen hoch, und insbesondere gilt dies für die Raddrücke darstellenden. Der Grund liegt in der Auffassung der Raddrücke als auf einen Punkt wirkende, und sich nur in senkrechtem Sinne fort pflanzende Belastungen. Danach ergeben sich starke und überstarke Belastungen, namentlich für die engen Rohrkanäle, deren Verhalten, nur hiernach beurteilt, sich ungünstiger herausstellen müßte, als das Verhalten von Rohren großen Kalibers. Wenn die Erfahrung das Umgekehrte ergibt, so ist die Erklärung dafür unmittelbar zur Hand: Die engen Rohre erhalten aus Fabrikationsrücksichten verhältnismäßig ungleich größere Wandstärken als die weiten Rohre; sie leisten größeren Widerstand, weil ihr Halbmesser kleiner und eintretende Zugspannungen dementsprechend kleiner sind. Sie sind auch weniger stark belastet als die Rechnung ergiebt aus dem Grunde, daß der Druck vom Scheitel der Rohre sozusagen „abgleitet“, und sie erweisen auch deshalb die größere Haltbarkeit, weil ihre Verlegung

im Boden, namentlich das Unter- und Hinterstopfen, leichter und besser ausführbar ist, als bei weiten Rohren.

Im übrigen gestatten die Zahlen der Tabelle etwa nachstehende Schlussfolgerungen, deren Geltung auf den Fall beschränkt ist, daß die Rohre in Straßengrund liegen:

Rohre bis etwa 30 cm Weite sind bei der Einbettungstiefe bis etwa 1 m recht stark und bei der Einbettungstiefe von 2—3 m noch stark belastet. Bei größeren Tiefen als 3 m ist ihre Belastung gering.

Rohre von 0,3—0,5 m Weite sind bei Einbettungstiefen bis 2 m stark belastet, bei größeren nur noch mäßig.

Rohre von 0,5—1 m Weite erleiden mäßige Belastungen und um so geringere, je tiefer sie eingebettet sind. Der Grund für ungünstige Erfahrungen bei tiefen Einbettungen liegt in den relativ geringen Wandstärken der weiten Rohre, in dem großen Halbmesser, der entsprechend höhere Zugbeanspruchungen mit sich bringt, in Fabrikationsfehlern, mangelhafter Unter- und Hinterstopfung, sowie ungenügender Sorgfalt beim Verfüllen der Baugrube; letzteres gilt sowohl mit Bezug auf die Auswahl des Füllmaterials als der Arbeitsleistung.

Kanäle von 1 m Weite an werden durch den Raddruck nur mäßig belastet; bei ihnen spielt der Erddruck die größere Rolle. Doch bleibt auch dieser in mäßigen Grenzen, so daß bei den eigentlichen Kanälen die Gefahr der Zerdrückung — bei jenen Tiefenlagen gering ist. Ausnahmen finden statt, wenn der Boden, wie z. B. unter schlechten Pflasterungen, in wandelbarem Grunde u. s. w. starke Erschütterungen erleidet. Ebenfalls kann die Zerdrückungsgefahr durch zeitweilige Beanspruchungen auf inneren Druck vergrößert werden.

§ 236. Bei allen Rohren von einiger Weite spielt die Gefahr eine gewisse Rolle, daß sie infolge von Formänderungen, die durch den äußeren Druck entstehen, stärkere Zugspannungen erleiden. Kommt dann gelegentlich innerer Druck hinzu, so kann die Zerstörungsgefahr unmittelbar nahe gerückt sein. Ungünstige Erfahrungen, die mit Rohren von großem Kaliber gemacht worden sind, haben viele Verwaltungen veranlaßt, für die Verwendung von Thonrohren eine obere Grenze festzusetzen, beziehungsweise von der Verwendung von Thonrohren überhaupt Abstand zu nehmen.

Bei der Beschränkung der Zulassung auf enge Rohre pflegen 50 oder 60 cm als die größten zulässigen Weiten angenommen zu werden. Der Festsetzung dieser Grenze fehlt nach den Zahlen der obigen Tabelle, besonders aber nach den relativ geringen Wandstärken, in welchen die Rohre von noch größerer Weite hergestellt werden, die Berechtigung nicht; doch fragt es sich, ob eine so weitgehende Generalisierung in der Erfahrung begründet ist? Dies ist zu verneinen, da Beispiele zahlreich vorhanden sind, daß sich 70 und 80 cm weite Thonrohrleitungen durchaus bewährt haben. Von der Verwendung von Thonrohren zu städtischen Entwässerungsanlagen ganz Abstand zu nehmen und nur gemauerte Kanäle zuzulassen, ist ein Verfahren, das nur mit Voreingenommenheit erklärt werden kann, auch nur unter besonderen Verhältnissen so durchführbar ist, daß die Anlage ihrem Zwecke entspricht und gleichzeitig die Grenze der Wirtschaftlichkeit eingehalten wird. Denn es ist unmöglich, den Querschnitt von gemauerten Kanälen der Wasserführung derselben so genau anzupassen, als dies mit Thonrohren geschehen kann. Letztere gestatten daher vollkommenere Anlagen als erstere; doch mögen gemauerte Kanäle als Ersatz enger Thonrohrleitungen bei aller Kostspieligkeit da noch als zulässig gelten können, wo reichliche Wassermengen zur Speisung derselben kostenlos zur Verfügung stehen.

XII. Abschnitt.

Baumaterialien für Kanalisationswerke.

1. Kapitel.

Allgemeines.

§ 237. Kanalbaumaterialien sind sowohl im physikalischen als chemischen Sinne im allgemeinen höheren Beanspruchungen ausgesetzt als oberirdisch zur Verwendung kommende Materialien.

Schon ein dauernder Feuchtigkeitszustand bringt bei den meisten Materialien Lockerungen des Gefüges hervor; zerstörend wirken in der Regel Wechsel zwischen Nässe und Trockenheit. Die unteren Teile der Kanalwände werden durch Reibung mehr oder weniger stark angegriffen. Chemische Wirkungen gehen teils von den Schmutzwässern, teils von der Kanalluft aus. Ammoniak (NH_3) wird bei genügendem Luftzutritt in Salpetersäure übergeführt, die sich mit noch verbliebenem oder neu zugeführtem Ammoniak zu salpetersaurem Ammoniak und mit anwesendem kohlensauren Kalk (CaCO_3) zu salpetersaurem Kalk verbindet; dieser gewöhnlich als „Mauerfräß“ oder Salpeterfräß bezeichnete Körper ist stark hygroskopisch und bringt leicht große Zerstörungen am Mauerwerk hervor. Wenn, wie es gewöhnlich der Fall ist, Natron und Kali anstatt kohlensauren Kalks in den Mauern anwesend ist, bildet sich Natron- bzw. Kalisalpeter, beides Körper von ähnlich großer Schädlichkeit wie salpetersaurer Kalk. — Der schädliche Einfluß, den die Salze von Alkalien (kohlensaures Ammoniak, kohlensaures Kali und kohlensaures Natron) sowie Kochsalz auf Cementmörtel üben, ist bereits an früherer Stelle (§ 221) erwähnt worden. Wie auf Cementmörtel wirken — bei Anwesenheit von Wasser — Alkalien und Kohlensäure ungünstig auf Zink, Blei und Eisen. — Schwefelsäure, Magnesia und Chlormagnesium, die im Meerwasser reichlich vorhanden sind, bilden mit dem Kalkhydrat des Mörtels Chlorcalcium und schwefelsauren Kalk, beides Körper, die im Wasser leicht löslich sind. Kohlensäure verbindet sich mit freiem Kalkhydrat — das sowohl im Kalk- als Cementmörtel auf lange Zeit vorhanden ist — zu kohlensaurem Kalk, der im Wasser gelöst wird. Schwefel giebt mit freiem Kalkhydrat den leicht zerfließenden schwefelsauren Kalk, und greift auch Eisen mit Heftigkeit an. Kohlensäure- und Schwefelverbindungen finden sich aber nicht nur in den Schmutzwässern, sondern auch in Ziegelsteinen, die mit Steinköhlern erbrannt sind, ursprünglich auch schon in den meisten Ziegelthonen.

Einiger Schutz gegen die hier erwähnten Agentien wird in der Beschaffenheit

der Materialien gesucht, teils auch durch Ueberzüge, teils durch möglichst dichte Herstellung der Oberfläche erstrebt; teils stellt er sich von selbst vermöge der Bildung der sogenannten Sielhaut heraus.

Bei Gußeisen findet die Zerstörung leichter statt, wenn dasselbe unmittelbar aus Hochöfen, anstatt, nach nochmaligem Schmelzen, aus Cupolöfen gegossen wird. Sonst leisten bei Schmiede- und Gußeisen die sogenannten Rostschutzmittel, wie Anstriche und Verzinkung einiges, doch gewöhnlich nicht so viel, als erwartet wird. Zum Teil wirken hierbei die in reichlichen Mengen gebildeten Fäulnigsgase: Kohlensäure, Schwefelwasserstoff, Ammoniak mit; doch genügt schon Feuchtigkeit allein, oder Wechsel zwischen Nässe und Trockenheit, um die Ueberzüge anzugreifen. Farbenanstriche sind meist unzuverlässig, jedenfalls immer dann, wenn mechanische Angriffe durch Stoß oder Reibung stattfinden. Dies gilt auch für den sogenannten Asphaltanstrich, der sich jedoch im Innern von Röhren gut zu halten pflegt, selbst wenn die Rohrwand einige Reibung auszuhalten hat.

Beispielsweise zeigen die viele Kilometer langen Druckrohrleitungen zu den Rieselfeldern der Berliner Kanalisation, in welchen sich das Wasser mit der Geschwindigkeit von etwa 1 m bewegt, nach teilweise mehr als 20jährigem Liegen noch immer vorzügliche Beschaffenheit der Wandflächen. Allerdings muß hinzugefügt werden, daß die durchflossenden Wasser schwere Sinkstoffe nur noch in geringen Mengen enthalten, daß der ganze Rohrquerschnitt mit Wasser erfüllt ist und sehr sorgfältig bediente Einrichtungen zur Entlüftung der Röhre vorhanden sind.

Bei eisernen Rohren, die nicht voll laufen, sondern in welchen ein Teil des Querschnitts mit Luft gefüllt ist, kann auf eine lange Dauer nicht gerechnet werden, da sich bald Rost bildet, der größere knollenartige Formen annehmen und auch die ganze Wanddicke aufzehren kann. Für eiserne Rohrleitungen ist daher Füllung des ganzen Querschnitts und Möglichkeit der Entlüftung von großer Bedeutung.

Verzinkung ist nur bei kleineren Eisenteilen ausführbar und bei den geringen Kosten, welche sie verursacht, immer empfehlenswert. Indessen wird Zinküberzug durch gewisse Schwefelverbindungen, auch durch Alkalien angegriffen.

In saurem Wasser ist Verbleiung haltbar, die aber ebenfalls nur bei kleineren Eisenteilen ausführbar ist.

Den meisten Schutz gewährt ein Emailüberzug; absolute Sicherheit ist aber auch bei diesem nicht vorhanden, weil — vielleicht schon infolge Ungleichheit der Ausdehnungskoeffizienten — das Email sich oft in Stücken ablöst. Emaillierung ist übrigens nur bei Ausgusstecken, Klosettrichtern, Waschschalen und ähnlichen Gegenständen, sowie bei gußeisernen Röhren kleinen Kalibers im Gebrauch.

Bei Thonrohren und bei sogenannten Sohlstücken aus gebranntem Thon hat Glasur den Schutz gegen physikalische und chemische Angriffe zu übernehmen. Die Güte der Glasur wechselt jedoch. Am besten ist die sogenannte Salzglasur, die aus kieselsaurer Natron-Thonerde besteht, welche Verbindung sich bildet, wenn Kochsalz bei hoher Temperatur — etwa 2000° C. — verdampft. Das im Kochsalz vorhandene Chlor wird dabei ausgetrieben, während das Natrium mit der in der Thonrohrmasse enthaltenen Kieselsäure und dem Natron das genannte Doppelsalz der Glasur ergiebt. Zur Beständigkeit der Glasur ist notwendig, daß sie nicht nur obenauf liegt, sondern in die Poren des Scherbens eindringt. Verschiedenheiten in der Haltbarkeit der Glasur kommen hierauf, aber auch auf die Beschaffenheit der Masse des Scherbens und auf die Schärfe des Brandes zurück. Die Struktur des Scherbens soll so dicht sein, daß nur wenig Wasser aufgesaugt wird; größere Wasseraufnahme des Scherbens kann sowohl auf Mangelhaftigkeit der Masse, als auf zu schwachem Brände beruhen.

Gemauerte Kanalwände, einerlei, ob sie aus Naturstein, aus Ziegeln oder Beton bestehen, sind umso mehr gegen physikalische und chemische Einflüsse geschützt, je dichter sie an der Oberfläche sind. Dies gilt insbesondere von einem Putzüberzug aus Cementmörtel auf Mauerwerk und Beton, auf dessen Herstellung daher die allergrößte Sorgfalt zu verwenden ist. Die Mischung darf nicht mager sein; als Mörtelsand ist nur Sand von feinem Korn gebrauchsfähig. Ein derartig hergestellter Putz ist auf lange sowohl gegen reibende Wirkungen, als gegen Zerstörung durch Verbindung der Kohlensäure mit dem freien Kalkhydrat des Mörtels geschützt. Bestreichen der Kanalwände mit heißem Teer oder Eintauchen der Steine in denselben sind von keinem entsprechenden Nutzen. Dagegen scheint das neuerdings in Aufnahme gekommene Fluatieren von Bausteinen und von Cementputzflächen gute Wirkung zu thun. Fluate sind Doppelverbindungen von Fluorsilicium mit Magnesium, Thonerde, Zinkoxyd, Bleioxyd u. s. w. Welches dieser verschiedenen Fluate in einem gegebenen Falle den besten Erfolg verspricht, kann nur von einem Sachkundigen entschieden werden. Die Wirkung der Fluate beruht darauf, lösliche Stoffe in unlösliche Fluorverbindungen überzuführen. Betonkörper werden dadurch dichter, also unangreifbarer für chemische Agentien und erlangen auch höhere Festigkeit. Das Bestreichen der Wandflächen mit dem Fluat muß unter Umständen mehrfach wiederholt werden, ist aber bei gewissen Formen der Flächen nur mit Schwierigkeiten oder auch gar nicht ausführbar.

2. Kapitel.

Besonderes über die einzelnen Materialien.

§ 238. Eiserne Rohre kommen bei Stadtkanalisationen für Leitungen, die inneren Druck auszuhalten haben — sogenannte Druckrohre — sowie für Leitungen mit innerem negativen Druck — sogenannte Heberleitungen — und in Strecken vor, in welchen Tonrohre, sei es wegen flacher, oder auch wegen besonders tiefer Einbettung gefährdet sein würden. Außerdem werden sie in häuslichen Leitungen und in Anschlußleitungen der Grundstücke an die Straßenkanäle verwendet, wenn die Gefahr besteht, daß letztere durch Rückstau gelegentlich unter Druck zu stehen kommen. Endlich sind nur eiserne Rohre gebrauchsfähig, wenn es sich um Kreuzungen mit Gasleitungen unter ungünstigen Verhältnissen handelt, oder auch an solchen Stellen des Kanalnetzes, an welchen Wandelbarkeit des Grundes, heftige Erschütterungen, hoher Grundwasserstand oder sonstige Ursachen besonderer Art eine mehr als gewöhnliche Vorsicht notwendig machen. Die Verwendung von eisernen Rohren zu sogenannten Abfallrohren für Dachwasser ist im allgemeinen nicht empfehlenswert, weil gerade bei dieser Verwendung die Rohre schnell rosten.

Wo wesentliche Beanspruchung der Rohre auf Biegung, z. B. durch Bodenbewegungen u. s. w. zu erwarten sind, müssen schmiedeeiserne Rohre angewendet werden. Dieselben sind aber der Zerstörung durch Rosten in noch stärkerem Maße ausgesetzt, als gusseiserne Rohre. Ein Vorteil von unter Umständen sehr großer Bedeutung liegt bei eisernen Rohren darin, daß bei der relativ großen Länge der einzelnen „Schlüsse“ die Zahl der Stoßverbindungen klein ist. — Mit den Weiten eiserner Rohre soll nicht unter eine gewisse Grenze hinabgegangen werden, weil durch das Rosten leicht größere Querschnittsverengungen entstehen, die zu Hindernissen des Abflusses oder Verstopfungen die Ursache werden, welche bei engen Rohren zuweilen nur mit großen Schwierigkeiten beseitigt werden können.

Bei gußeisernen Rohren unterscheidet man dünnwandige, sogenannte Schottische Rohre von solchen mit größerer Wandstärke. Die Wandstärke der dünnwandigen Rohre genügt nur der Rücksicht, daß sie fabrikationsfähig ist: sogenannte Ausführbarkeitswandstärke; Rohre, welche größeren inneren oder äußeren Druck auszuhalten haben, bedürfen ein Mehr an Wandstärke. Danach eignen die dünnwandigen Rohre sich nicht für Einbettungen in den Boden, sondern nur für freie Befestigung an Wänden und unter Decken, bedürfen aber bei nicht senkrechter Befestigung (stehende Rohre) sehr sorgfältiger Befestigung, damit sie nicht Biegungsspannungen erleiden. Aber auch hier kann die Anwendung fragwürdig erscheinen, weil man mit kleinen Gussfehlern, unzentrischem Guß, Erschütterungen des Gebäudes, Längenveränderungen bei Temperaturwechseln und vor allem mit der beim Verstemmen erfolgenden Beanspruchung der Muffen zu rechnen hat, bei welcher starke unkontrollierbare Zugspannungen in den Muffen entstehen. Auch können kleine Undichtigkeiten in den Muffen und fehlerhaften Stellen des Gusses lange Zeit verborgen bleiben, zumal sie schwer auffindbar sind. Deshalb sollten da, wo es auf absolute Sicherheit gegen Undichtigkeiten ankommt, nur Rohre von größerer Wandstärke zur Verwendung kommen.

Dünnwandige Rohre haben etwa folgende Wandstärken und Gewichte:

$d = 40 \text{ u. } 50$	100	150 mm
$\delta =$	3	5 mm
$g = 3,4 \text{ u. } 4,8$	18,0	20 kg/cm Baulänge,

es kommen aber' noch schwächere Rohre als diese Sorten vor.

Ausnahmsweise werden gußeiserne Rohre noch in Weiten bis zu 2,5 cm hergestellt; das gewöhnliche kleinste Kaliber ist 4 cm weit. — Um das Abhauen von Rohren möglichst zu ersparen, werden die Rohre in Längenabstufungen geliefert: die dünnwandigen in Längen von 0,125, 0,25, 0,5, 0,55, 0,85, 1,0, 1,15, 1,5, 1,75 und 2,0 m. Die Rohre mit größeren Wandstärken haben bis 6 cm Weite 2 m, von 7--22,5 cm Weite 3 m sogenannte Bau- oder Nutzlänge (Rohrlänge abzüglich Muffentiefe), die Rohre von mehr als 25 cm Weite 4 m Baulänge.

Die vorstehenden Längenangaben gelten für die von deutschen Gießereien gelieferten Rohre. Bei aus dem Auslande bezogenen Rohren sind die Maße abweichend. Die deutschen Werke fabrizieren nach Normalien für den äußeren Rohrdurchmesser und nach Einzelheiten, die gemeinsam von dem Verein deutscher Ingenieure und dem Verein deutscher Gas- und Wasserfachmänner aufgestellt, im Jahre 1882 revidiert worden sind, und die sich sowohl auf Muffen- als auf Flanschenrohre beziehen. Die mittleren Wandstärken dieser sogenannten Normalrohre sind so bemessen, daß sie für einen inneren Druck bis etwa 10 Atmosphären genügen; ihre Wandstärken sind für eine Anzahl Kaliber folgende:

Lichte Weite cm	Wandstärke mm	Gewicht für 1 m Baulänge kg	Lichte Weite cm	Wandstärke mm	Gewicht für 1 m Baulänge kg
4	8	10,0	35	14	124,0
6	8,5	15,2	40	14,5	147,0
8	9	20,0	45	15	170,0
10	9	24,5	50	16	202,0
12,5	9,5	31,5	60	17	257,0
15	10	40,0	70	19	336,0
17,5	10,5	48,5	80	21	425,0
20	11	58,0	90	22,5	513,0
25	12	76,5	100	24	609,0
30	13	99,0			

Die Flanschenrohre haben für gleiche Baulängen und Wandstärken mit den Muffenrohren ein um etwa 5% größeres Gewicht als letztere.

Vollständige Abdrücke der Rohrnormalien und der zugehörigen Tabellen sind von J. Springer's Buchhandlung in Berlin zu beziehen; ein Abdruck ist auch in „des Ingenieurs Taschenbuch, die Hütte“, und in anderen technischen Hilfsbüchern enthalten.

Im Verbande deutscher Architekten- und Ingenieurvereine sind gußeiserne Rohre, die speziell zu Hausentwässerungszwecken dienen sollen, Normen bearbeitet (1899), welche nur 6 Weiten, nebst zugehörigen Wandstärken und Längen vorsehen; dieselben sind nachstehend angegeben:

Weite	50	70	100	125	150	200 mm
Wandstärke . . .	5	6	7	7,5	8	9 mm
Baulänge	2	2	3	3	3	3 m
Gewicht	11,6	14,8	23,5	30,5	38,8	56,0 kg/cm Baulänge.

Jede dieser Weiten entspricht — abgesehen von der eingeschobenen Weite von 125 mm — einer Verdoppelung der Querschnittsgröße der vorhergehenden.

Pfeilstücke sollen nur in Längen von 0,5, 0,75, 1,0 und 1,5 m geliefert, gerade Abzweige nur nach dem Winkel von 60° hergestellt werden. In Verbindung mit Bogenstücken von 30° Zentriwinkel lassen sich aus beiden Stärken rechtwinklige Abzweigungen formen.

Für die Muffe der gußeisernen Rohre ist eine besondere Form vorgesehen, welche, verglichen mit den bisher üblichen Formen, geringere Tiefe, geringere Weite und eine bessere äußere Erscheinung zeigt. Durch die Verringerung der Muffentiefe wird eine etwas größere als die sonst vorhandene Beweglichkeit der Leitung erstrebt.

Weitere Einzelheiten über die Verbandsnormen, insbesondere über die Formstücke, sind dem auszugebenden Musterbuch zu entnehmen. —

Zu Gegenständen, über welche Wagenverkehr fortgeht, oder über die schwere Lasten in anderer Weise bewegt werden, wird am besten Schmiedeeisen benutzt. Dies gilt z. B. von den Abdeckungen der Sinkkästen (Gullies).

§ 239. Bleirohre werden insbesondere für Hausleitungen, bei Einbettungen in den Boden nur ausnahms- oder aushilfswise verwendet. Sie besitzen den großen Vorzug, allen Richtungsveränderungen leicht angepasst werden zu können und, da sie in fast beliebigen Längen geliefert werden, nur eine sehr kleine Zahl von Verbindungsstellen zu haben. Es dürfen nur Rohre aus sogenanntem Hartblei benutzt werden. Aber auch diese sind gegen Stoßwirkungen sehr empfindlich, werden daher an freiliegenden Stellen leicht beschädigt — eingedrückt oder eingeknickt. Hierher rechnet ferner, daß sie bei dem zu großen Eigengewicht leicht durchbiegen, daher ohne fortlaufende Unterstützung kaum anders als senkrecht geführt werden können. Bei geneigter Führung müssen Bleirohre auf Brettern verlegt werden und ebenso bedürfen dieselben bei Verlegung im Boden, wenn sie einige Weite haben, der fortlaufenden Unterstützung. Von großer Wichtigkeit für Anwendung von Bleirohren in Gebäuden ist es, zu beachten, daß sie in Berührung mit Mörtel aus hydraulischem Kalk oder Cement stark oxydieren. Da auch Luftkalk zuweilen hydraulische Eigenschaften besitzt, empfiehlt sich Umhüllung von Bleirohren, die an unverkleideten Wänden oder in Mauern liegen, mit Papier, durch das vollkommener Schutz geschaffen werden kann.

Bleirohre werden mit sehr verschiedenen Wandstärken hergestellt: solche, die für Wasser ableitungen benutzt werden sollen, erhalten etwa die folgenden Abmessungen, Wandstärken und Gewichte:

Weite . .	<u>18—20—25</u>	<u>40—50</u>	<u>60—65</u>	<u>70—80—100 mm</u>
Wandstärke . .	1,5	2,0	2,5—3,0	3,0—3,5 mm
Gewicht . .	0,8—1,2—1,4	3,0—3,7	5,6—7,3	7,2—12,7 kg/1 m.

Diese Wandstärken und Gewichte müssen als sehr gering bezeichnet werden; es würde zweckmäßig sein, dieselben auf etwa das $1\frac{1}{2}$ fache zu erhöhen.

Die vorhin erwähnten 1899er Normen des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine sehen für Bleirohre zu Hausentwässerungsanlagen folgende Weiten, Wandstärken und Gewichte vor:

Weite	25	30	40	50 mm
Wandstärke	3,5	4	4,5	5 mm
Gewicht	3,6	4,8	7,1	9,8 kg/1 m.

Es ist dabei nicht angegeben, ob diese Rohre sowohl zu senkrechter als schräger Führung (ohne fortlaufende Unterstützung) oder nur für senkrechte Führung benutzt werden sollen.

§ 240. Zink findet hauptsächlich Anwendung zu Dachrinnen, Abfallrohren und zu Lüftungsrohren für Hausleitungen. Es wird durch schweflige Säure und — bei der Gegenwart von Wasser — durch Alkalien stark angegriffen und ist auch gegen Stoß empfindlich. Vielfach wird man daher besser thun, anstatt der Zinkrohre Eisenrohre — eventuell auch Thonrohre — zu benutzen. Jedenfalls ist auf die Verwendung schwerer Zinkbleche zu halten, mindestens Nr. 12 oder Nr. 13, die 0,66—0,74 cm Wandstärke haben und dabei 4,75, bzw. 5,33 kg 1 qm wiegen. In warmem Wasser können zwischen Zink und Eisen, wie vereinzelt beobachtet worden ist, zerstörende galvanische Wirkungen auftreten.

Bei feineren Ausstattungen, z. B. von Küchen, Toiletteräumen, in Schlafzimmern u. s. w. werden wohl Messing- oder Kupferrohre verwendet. Beide Arten von Rohren sind sehr widerstandsfähig gegen chemische Einwirkungen; Messing widersteht auch gut gegen Stoßwirkungen, Kupfer weniger gut; Messing kann durch galvanische Wirkungen zerstört werden, und beim Zusammentreten von Kupfer und Eisen im Wasser wird das Eisen durch galvanische Wirkung rasch zerstört. Leichte Messingrohre haben bei 15 mm Weite 0,374 mm, bei 30 mm Weite 0,774 mm und bei 50 mm Weite 1,30 mm Wandstärke. — Kugelventile erhalten am besten eine Kugel aus Kupfer.

Zu Dichtungen von „gangbaren“ Gegenständen, z. B. von Schiebern und Ventilen wird am besten Bronze benutzt; bei der Kostspieligkeit derselben begnügt man sich meist mit Messing. — Gummidichtungen an bewegbaren Teilen sind nicht sehr zuverlässig, da Gummi im Wasser hart und bröckelig wird und dann den Dienst versagt, oft auch aus besonderen Gründen Zerstörungen erfährt. Dieser Uebelstand tritt in warmem Wasser rascher ein als in kaltem.

§ 241. Auf der ganzen Umfläche mit Glasur versehene Rohre aus Thon werden teils als Steinzeugrohre, teils als Thonrohre bezeichnet. Diese Unterscheidung wird jedoch keinesfalls immer gemacht; vielmehr finden absichtlich und unabsichtlich Verwechslungen statt*).

Steinzeugrohre haben gesinterten Scherben, während der Scherben der Thonrohre körnig und porös ist; zwischen den beiden Scherbenarten kommen Übergänge vor. Unterschiede haben sowohl in der ungleichen Beschaffenheit des

*) Beispielsweise auch in den 1899er Normen des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine über Rohre zu Hausentwässerungsleitungen, in welchen nur von „Steinzeugröhren“ die Rede ist, obwohl auch glasierte Thonrohre mit gemeint sind.

Rohmaterials als in dem verschiedenen Grade des Brennens ihre Ursache und sie machen sich in Unterschieden der Härte, der Wasseraufnahmefähigkeit und des Klanges des Scherbens bemerkbar. — Gewöhnlich werden Steinzeugrohre mit geringeren Wandstärken hergestellt als Thonrohre; geringe Wandstärke ist aber bei Rohren, die in den Grund eingebettet werden sollen, keine günstige Eigenschaft. Denn dünnwandige Rohre sind vermöge ihrer geringeren Masse und wegen der Sprödigkeit, die der notwendige scharfe Brand derselben erfordert, gegen dynamisch wirkende Kräfte weniger widerstandsfähig als Rohre mit dickerer Wand, wenn auch von weniger scharfem Brand. Wenn aber bei beiden Rohrarten die Wandstärken etwa dieselben sind, so ist das scharf gebrannte Steinzeugrohr entschieden im Vorzuge vor dem schwächer gebrannten Thonrohr, vorausgesetzt, daß bei beiden die Form gleich gute Beschaffenheit zeigt.

Die deutschen Fabriken bemessen die Wandstärke der Rohre bei Weiten zwischen 5 und 40 cm etwa nach folgenden Formeln, wobei jedoch zu bemerken ist, daß sowohl Rohre mit geringeren als mit größeren Wandstärken im Verkehr angetroffen werden:

$$\delta = 0,05 d + 0,9 \text{ cm bis } \delta = 0,05 d + 1,0 \text{ cm,}$$

Rohre von 60—80 cm (bei welchen Unterschiede in der Güte des Rohmaterials und in der Vollkommenheit der Fabrikationseinrichtungen bereits stark ins Gewicht fallen) erhalten 4—6 cm Wandstärke.

Aus den Formeln geht hervor, daß enge Rohre allgemein starkwandiger und daher widerstandsfähiger wenigstens gegen äußerer Druck sind, als weite Rohre. Mit Rücksicht auf die im § 234 nachgewiesene besonders hohe Belastung der engen Rohre durch den Raddruck ist diese Mehrstärke durchaus angemessen.

Im ungefähren ergeben die obigen Formeln etwa folgende Wandstärken:

bei 5—10 cm Weite	$\frac{1}{4} - \frac{1}{6}$	} der Weite.
, 10—20 , , , , ,	$\frac{1}{7} - \frac{1}{10}$	
, 20—30 , , , , ,	$\frac{1}{11} - \frac{1}{12}$	
, 30 cm und mehr Weite . . .	$\frac{1}{12} - \frac{1}{15}$	

Es ist wichtig, daß bei Lieferungen auf die Einhaltung dieser Wandstärken gesehen wird.

Die Gewichte für 1 m Baulänge der Rohre angegebener Stärken sind etwa folgende:

5,0	7,5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100 cm Weite
8	11—13	13—16	32—36	60—75	100—120	130—160	190—220	250—300	310—350	350—390	390—440 kg

In Bezug auf die Abstufung der Rohrweiten und Rohrlängen ist im Jahre 1881 unter den deutschen Thonröhrenwerken eine Vereinbarung getroffen worden, nach welcher bei Weiten:

zwischen 5 und 20 cm der Durchmesser um je 1,0—2,5 cm und
 " 20 , 60 , , , , , 1,0—5 ,

wächst. Die Länge der Rohre soll bei Weiten bis 10 cm 0,6 m sein, bei den mittleren Weiten 1 m; die größeren Weiten von etwa 0,5 m an werden aber vielfach nur in Längen von 0,75 und 0,6 m angefertigt. Pakstücke sind in Längen von 20, 30, 40 und 50 cm zu haben; immer ist bei diesen Angaben die „Baulänge“ verstanden.

Da die Unterhaltung der aus älterer Zeit vorhandenen Leitungen, deren Weiten und Längen sich dem Fußmaß anschlossen, immerwährend einen gewissen Bedarf von noch anderen Kalibern und Längen beansprucht, so werden von den Werken

außer den Normalrohren auch noch Rohre von nicht normengemäßen Abmessungen angefertigt, z. B. Weiten von:

12 — 17 — 21 — 24 — 27 — 31 — 42 — 48 cm.

Rohre mit Abzweigen und Bogenstücke bedingen erheblich höhere Preise als die „geraden“ Rohre; sie werden aus Fabrikationsrücksichten auch nur in geringeren Längen als letztere angefertigt. Dasselbe gilt von den sogenannten Siphonrohren und Verjüngungs- oder Hosenrohren. Abzweige erhalten 60 oder 75 cm Baulänge. Bogenstücke (sogenannte Krümmer) werden nach Zentriwinkeln zwischen 30—90° und in sehr wechselnden Längen hergestellt, und Verjüngungsrohre sind zwischen 30 und 60 cm lang. Abzweige und Bogenstücke sind in wechselnden Weiten beziehbar, z. B. mit 20, 30, 40 und 50 cm. Die Werke haben davon immer eine größere Auswahl vorrätig. Um im gegebenen Falle das Passende zu erhalten, müssen die Musterbücher derselben eingesehen werden.

Gut eingerichtete Fabriken liefern außer Rohren von Kreisform, auch solche von ovaler und von Eiform. Immer aber handelt es sich hierbei um Ausnahmleistungen, die entsprechend höhere Preise bedingen. Die Schwierigkeiten der Herstellung machen sich besonders beim Brennen geltend; es entstehen leicht größere Abweichungen von der normalen Form und dadurch hohe Prozentsätze an Ausschussware. Die Eiform wird bisher in Weiten bis etwa 50—55 cm hergestellt.

Von besonderer Bedeutung für die Haltbarkeit und Dichtigkeit einer Leitung aus Thonrohren ist die Muffe; es handelt sich bei derselben sowohl um die Herstellungsweise, als die Stärke, als endlich die Weite und Tiefe. Liegen die Rohre nicht absolut fest, so findet in den Muffen „Ecken“ statt; d. h. es treten hier sowohl Drehmomente mit einem Hebelarm = der Muffentiefe, als örtliche Drücke auf, wodurch leicht ein Bruch der Muffe oder auch Klaffen derselben entstehen kann.

Bis zu Weiten von etwa 15 cm erhält die Muffe 6—7 cm Tiefe; bei größeren Weiten geht man bis höchstens 8 cm hinauf. Die Weite der Muffe muß der Anforderung genügen, daß der Spalt nicht so weit ist, daß bei Bewegungen oder durch Schwinden Lockerung der Dichtungsmasse, oder gar Herausdrängen derselben stattfindet und andererseits, daß alle Stellen des ringförmigen Spaltes von der Dichtungsmasse sicher erreicht werden können. Nach diesen Rücksichten wird die Muffenweite um 2—3 cm größer bemessen als die Rohrweite, so daß der Spalt 1—1½ cm weit wird. Die Muffe erhält auf der inneren Oberfläche, und das Schwanzende des einzuführenden Rohres auf der äußeren Oberfläche, eine schraubenartig verlaufende Riffelung, durch die dem Dichtungsmaterial ein besserer Halt verliehen werden soll. — Hinsichtlich der Herstellungsweise der Muffe ist zu bemerken, daß bei Rohr und Muffe gesonderte Herstellung stattfindet, und beide Teile nachträglich aneinander gefügt werden. Hierbei sowohl als beim Trocken und Brennen, entstehen leicht Fehler, zumal die Wandstärke der Muffe etwas größer als die des Rohrs genommen wird. Durch solche Fehler ergibt sich zuweilen glattes Abbrechen der Muffe. Bei Abnahme von Rohren ist daher ein besonderes Augenmerk auf die Untersuchung zu richten: ob der Ansatz der Muffe an das Rohr tadellos ausgeführt ist oder nicht.

Zur Herstellung einer besseren Dichtung hat man in England statt der gewöhnlichen Muffenform verwickeltere Formen — namentlich bei Rohren zu Hausteilen — angewendet. Eine einfache Verbesserung der gewöhnlichen Muffenform hat man bei Muffen, die durch Einbringen flüssig gemachter Dichtungsmasse gedichtet werden sollen, dadurch erzielt, daß man die Muffenwand zum Eingießen der flüssigen Masse durchbohrt. Von fragwürdigem Werte kann eine andere Muffenform sein, in deren — hoher dicker — Wand am Stirnende eine tiefe Nut ausgespart ist, in welche das Schwanzende des anderen Rohres mit sogenannter Feder

eingreift; auf diese Weise entsteht eine Art Doppelmuffe. Die verwickelte Form dieser Muffe, sowie die Verdickung, welche beide Rohrenden dabei erfahren, bringt jedenfalls große Fabrikationsschwierigkeiten und entsprechend hohe Preise mit sich. Dazu ist auch die Einbringung des Dichtungsmaterials schwierig und bei der Starrheit der Verbindung die Sicherheit gegen Brüche wohl nur gering (Fig. 17 u. 18).

Ausser zu Leitungen im Straßengrunde dienen Thonrohre auch zu häuslichen Leitungen. Man stellt daraus Fallrohre für Abortleitungen, für Schmutzwasser und Leitungen zur Entlüftung her. Grundsätzlich ist daran festzuhalten, daß Thonrohre zu frei liegenden Leitungen sich viel weniger gut eignen als zu Leitungen im Boden. Denn es wird von Leitungen in den Gebäuden verlangt, daß dieselben nicht nur wasser-, sondern auch luftdicht sind. Wenn nun auch Thonrohre frei von Löchern und Rissen sind, wenn es ferner auch gelingt, die Stoßdichtungen tadellos herzustellen, so ist doch keine Sicherheit dafür vorhanden, daß dieser Zustand auf die Dauer bestehen bleibt. Denn jedes Gebäude ist Erschütterungen ausgesetzt, und kleine Bewegungen einzelner Teile ergeben sich auch durch Schwinden und Ausdehnen infolge von Feuchtigkeits- und Temperaturwechseln. Solchen Bewegungen können die starren Thonrohrleitungen nicht leicht folgen, vielmehr zerspringen sie, oder es werden die Stoßverbindungen undicht. Dann aber tritt die Schwierigkeit ein, die schadhaften Stellen zu entdecken und den Schaden auszubessern, Schwierigkeiten, die zuweilen unüberwindbar sind. Am meisten gefährdet pflegen Thonrohrleitungen zu sein, welche in schräger oder wagerechter Lage an den Wänden oder Decken von Kellerräumen geführt werden; zu solchen Leitungen sollte man Thonrohre nicht leicht verwenden.

Aus den hier mitgeteilten Gründen hat der Verband deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine in den 1899er Normen über Hausentwässerungs-Leitungen Thonrohre nur für Leitungen im Grunde, und auch für diese nur in den besonderen Formen etc. vorgesehen, welche aus den nachstehenden Angaben zu entnehmen sind:

Weiten	10	12,5	15	20 cm
Wandstärke	15	16	17	17 mm
Baulänge	0,6	0,6	0,6	0,6 m
Muffentiefe	6	6	6	6 cm
Dichtungsstärke . .	12	12	12	12 mm.
	15	15	15	15

Die Muffe ist hiernach konisch geformt, mit der größeren Weite vorn und der kleineren in der Tiefe.

Abzweige sollen mit Weiten von 10, 12,5 und 15 cm und 0,6 m Baulänge geliefert werden, Bogenstücke nach Zentriwinkeln von 15° , 30° und 45° , Halbmessern von 200, 100 und 60 cm, und Baulängen von 52,52 und 47 cm. —

Für den dauernd guten Bestand einer in der Erde liegenden Thonrohrleitung ist es von Wichtigkeit, daß spätere Änderungen daran unterbleiben. Solche können aber unvermeidlich werden, wenn nachträglich Grundstücksanschlüsse an Stellen der Leitung stattfinden müssen, an welchen sich keine Abzweige finden. Beim Einbringen von Rohren mit Abzweigen ist es schwierig, die Dichtungen des eingesetzten Stücks tadellos herzustellen, zumal die Abzweigrohre geringere Länge als die Normalrohre haben. Handelt es sich um Leitungen größerer Kalibers, so wird oft das Mittel vorgezogen, ein Loch in die Rohrwand zu schlagen und in

Fig. 17.

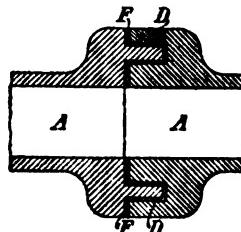


Fig. 18.

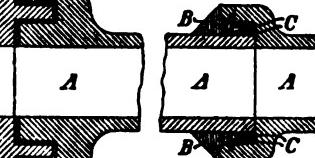


Fig. 18.

Fig. 18.

dasselbe die Zweigleitung direkt einzuführen. Dabei ergeben sich aber leicht Zerstörungen; die Dichtung ist schwierig, und es tritt die Gefahr ein, daß das eingesteckte Ende der Zweigleitung so weit vorgeschoben wird, daß an dieser Stelle ein Hindernis für den Wasserabfluß in der Leitung entsteht. Diese Mißlichkeiten sind

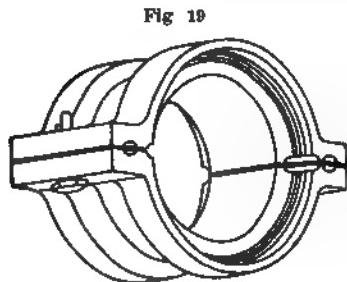


Fig. 19

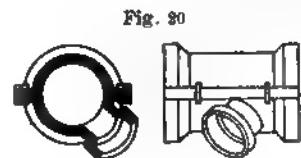


Fig. 20



Fig. 21

nur bis zu einem gewissen Grade, aber durch kein Mittel ganz abwendbar. Die Deutsche Steinzeugröhrenfabrik Friedrichsfelde in Baden liefert einschiebbare Abzweigstücke, die am einzuschiebenden Ende einen Flansch haben, der das zu weite

Fig. 22*).



Fig. 22*).

Fig. 24*).



Fig. 24*).



Fig. 25*).

Einschieben des Rohrendes verhindert. Anderweit werden von einigen Thonrohrwerken sogenannte lose Muffen mit Abzweig geliefert, die einfach übergeschoben werden; noch andere Werke (Friedrichsfelde und die deutschen Thonröhrenwerke in Münsterberg) fertigen die losen Muffe zweiteilig, und es werden dann die beiden Hälften mit Schrauben (Münsterberg), Fig. 19, Fig. 20, zusammengezogen. Ein noch anderes Formstück für den Anschluß von Abzweigen ist in Fig. 21 mitgeteilt. Das Stück kann mit Mörtel gut gedichtet werden, ist aber mit Draht oder Bandeisen fest anzuziehen. Statt aus gebranntem Thon, kann die lose Muffe auch aus Eisen hergestellt werden und ist in diesem Material jedenfalls haltbarer, als die lose Muffe aus gebranntem Thon bei irgend welcher Ausführungsform.

Fig. 26.



Fig. 27.

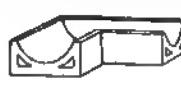


Fig. 28



*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Bd. III, Abt. I, 2. Hälfte. 3. Aufl. Leipzig 1898.

Wenn von gemauerten oder Betonkanälen Thonrohre abzweigen, ist zwar die Ausführung erleichtert, da das Einstemmen einer Oeffnung in die Kanalwand ohne Gefährdung des Kanals geschehen kann und auch ohne Schwierigkeit eine relativ sichere Abdichtung des durch die Wandöffnung eingeführten Rohrendes möglich ist.

Fig. 29 *).

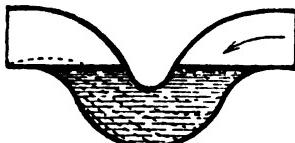


Fig. 30 *).

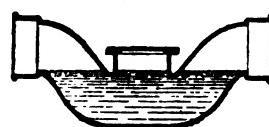


Fig. 31 *).

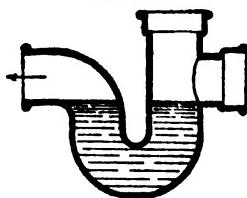
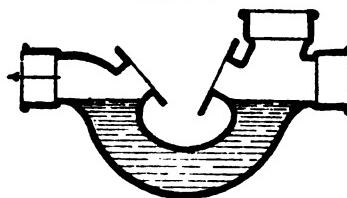


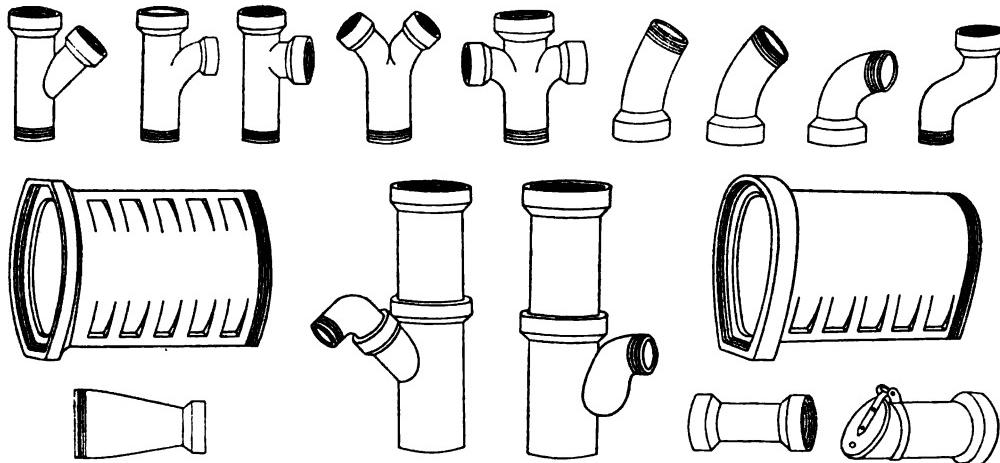
Fig. 32 *).



Indessen ist es immer vorzuziehen, in die Wand ein Formstück aus gebranntem Thon (Fig. 22 u. 23) einzuführen und in dieses den Abzweig enden zu lassen.

Außer den bereits erwähnten Formstücken aus gebranntem Thon halten gut eingerichtete Fabriken noch verschiedene andere Formstücke, so z. B. Sohlstücke mit Hohlräumen, Fig. 24 u. 25, die aber an dem Mangel leiden, daß sie schwer zu dichten sind, vorrätig. Andere Formen von Sohlstücken (wie sie in der Deutschen Thonröhrenfabrik in Münsterberg angefertigt werden) sind in den Fig. 26—28 dargestellt, noch andere in den Fig. 29—32. Außer den angeführten gibt es manche

Fig. 33—48.



andere geformte Teile aus gebranntem Thon, auf die aber erst an späterer Stelle einzugehen ist. Eine Auswahl von einfachen Formstücken verschiedener Art, die dem Musterbuch der eben genannten Fabrik entnommen wurde, ist in den Fig. 33—48 mitgeteilt. Andere Fabriken fertigen teilweise andere Formen.

*) Nach ebendas.

Gegen alle von der Kreisform abweichenden Profile richtet bei gebrannten Thonrohren sich das Bedenken, daß die Genauigkeit der Form schwer herzustellen ist, daher die Dichtungen leicht mangelhaft ausfallen. Je mehr das Rohmaterial der Rohre beim Brennen zum Sintern neigt, um so leichter stellen sich Ungenauigkeiten der Form ein. —

Von allen Gegenständen aus gebranntem Thon, die zu Kanalisationszwecken Verwendung finden sollen, ist zu fordern:

- a) daß die Glasur auf der ganzen Fläche gleichmäßig verteilt, möglichst einfarbig und rissefrei sei;
- b) daß die Wandstärke der Gegenstände und die Schärfe des Brandes an allen Stellen möglichst dieselben seien;
- c) möglichste Vollkommenheit der Form. Weder dürfen bei Rohren wesentliche Abweichungen von der Kreis- (oder Ei-)form noch Krümmungen in der Längsrichtung vorkommen, weil bei Rohren, die ungenau in der Form sind, die Lage des daraus hergestellten Leitungsstückes im Grund- und Aufriß, wie auch die Dichtungen der Stöße leicht fehlerhaft ausfallen.

Ueber Untersuchungen und Proben zur genauen Ermittlung der Beschaffenheit von Rohren aus gebranntem Thon folgt Spezielles weiterhin.

§ 242. Neben den gewöhnlichen Thonrohren kommen für Gegenstände der Hausentwässerung auch feinere Thonwaren: Stücke aus Fayence zur Anwendung, und zwar in neuerer Zeit in steigendem Maße. Es handelt sich hierbei insbesondere um Wandbekleidungen für Pissoirstände, um Pissoirbecken, Waschbecken, Ausgußbecken, Badewannen und Abortsitze. Allgemeine Anforderungen an solche Stücke sind: Unzerstörbarkeit der Glasur durch chemische Agentien und mechanische Angriffe, Freiheit der Glasur von Rissen und Sprüngen, größtmögliche Glätte und Dichte derselben. Von der Glätte und Dichte der Glasur hängt die Sauberkeit der Fayencestücke und nicht minder die Verhinderung des Haftens und Eindringens von Keimen in die Glasur, beziehungsweise in die Masse der Stücke ab. Es ist erwiesen, daß Keime selbst durch scharf gebrannte dichte Thonmasse hindurchwachsen, und gegen diese Möglichkeit hat insbesondere der Glasurüberzug zu wirken. Es scheint, daß mit Bezug auf diesen Umstand die englische Fayencefabrikation der deutschen bisher überlegen ist.

§ 243. In den letzten Jahren sind neben Thonrohren und ebenso anstatt gemauerter Kanäle vielfach Rohre und Kanäle aus Cementbeton in Aufnahme gekommen und zwar in den beiden Formen als sogenannte dickwandige und als dünnwandige; letztere haben Eiseneinlagen in der Masse. Abgesehen von der schon im § 237 berührten Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse kommt bei einem Vergleich zwischen Thonrohren und Cementrohren folgendes in Betracht:

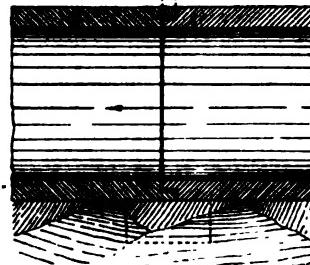
Die Gefahr, durch äußeren Druck zerstört zu werden, ist bei gewissen Rohrweiten wegen der allgemein größeren Masse, die in den Cementrohren steckt, nicht in demselben Grade vorhanden, als bei Thonrohren, wenngleich keineswegs ausgeschlossen. — Cementrohre sind ebenso glattwandig als Thonrohre und im allgemeinen mit größerer Genauigkeit der Form herstellbar als letztere. — Kreis- und Eiprofile oder sonstige Profile lassen sich in Cement mit gleicher Leichtigkeit herstellen. — Gemauerte Kanäle erfordern, wenn nicht Formsteine angewendet werden sollen, eine gewisse Weite, die nicht wohl unterschritten werden kann, wenn das Mauerwerk solide ausfallen soll. Diese Weite liegt etwas höher als diejenige, bei welchen Thonrohre noch genügende Sicherheit gegen Zerstörung durch äußeren Druck bieten (vergl. § 236). Die so entstehende Lücke wird bequem durch An-

wendung von Cementrohren ausgefüllt. — Die Stöße von Cementrohren sind weniger sicher zu dichten, als die Stöße von Thonrohren, da — abgesehen von Cementrohren mit Eiseneinlagen, welche in den kleineren Kalibern Muffenverbindung erhalten — die Stoßdichtung nach Fig. 49 durch einfachen Verstrich mit Cementmörtel hergestellt wird. Soll diese Dichtung haltbar sein, so bedürfen die Rohre einer sehr festen Lage im Grunde; durch diese Anforderung wird die Gebrauchsfähigkeit der Cementrohre in gewissem Maße eingeschränkt. — Die Raschheit, mit welcher die Herstellung der Dichtungen zu bewirken ist, empfiehlt die Cementrohre für Verwendung in Baugruben mit Grundwasserandrang. — Bei guter Herstellung stehen hinsichtlich der Glätte der Innenfläche Thonrohre und Cementrohre etwa gleich. — Wo durch Passieren schwerer und massiger Sinkstoffe stärkere Abnutzung der Sohle gefürchtet wird, kann ausreichender Schutz durch Einlegen einer Schale aus glasiertem Thon geschaffen werden. — Durch die größere Masse der Cementrohre ist die Verlegung derselben entsprechend erschwert, andererseits die Herstellung der Dichtung erleichtert; letztere kann auch bei Nässe hergestellt werden, während die Ausführung der Dichtungen bei Thonrohrleitungen eine gewisse Trockenheit voraussetzt. — Bei der größeren Genauigkeit der Form ist Genauigkeit der Lage der Leitung mit Cementrohren viel leichter zu erzielen als mit Thonrohren. — Hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit von Cementrohren gegen chemische Agentien ist zu erwähnen, daß die Erfahrungen zur Zeit von noch nicht großer Dauer, und jedenfalls kürzer und auch weniger zahlreich sind, als diejenigen mit Thonrohren. Es scheint aber auch fraglich, ob der zwischen Thonrohren und Cementrohren entbrannte Streit über den Vorzug der einen oder anderen Rohrart jemals zu einer endgültigen Entscheidung gelangen wird. Das größere Gewicht der Cementrohre setzt für größere Transportweiten die dickwandigen Cementrohre außer Wettbewerb mit Thonrohren. Bei 25 cm Weite stellen sich Thonrohre — auch abgesehen von den Transportkosten — billiger als Cementrohre und andererseits hört bei Weiten von 100—150 cm die Konkurrenzfähigkeit der Cementrohre auch mit gemauerten Kanälen auf.

Betonkanäle können sowohl im fabrikmäßigen Betriebe laufend als auch in der Baugrube selbst hergestellt werden. Letzteres empfiehlt sich aus gewissen Gründen aber nur bei Kanälen mit relativ großen Profilen. Denn es entsteht bei der Herstellung in kleiner und enger Baugrube, namentlich wenn diese nicht mit Sicherheit wasserfrei zu halten ist, leicht die Gefahr mangelhafter Ausführung, und es kommt hinzu, daß der Cement zur Erreichung seiner vollen Festigkeit einer gewissen, nicht gerade geringen Zeitdauer bedarf. Der größte Teil der Festigkeit ergiebt sich bei mittlerer Temperatur etwa im Laufe von 1 Monat; doch kommen vielfach Cemente vor, bei welchen ein großer Teil der Endfestigkeit erst in längerer Nacherhärtung erreicht wird, und es kann in kalter Jahreszeit eine erhebliche Verzögerung der Erhärtung stattfinden. Schon aus diesen Gründen, welchen sich noch andere auf der Hand liegende hinzugesellen, ist die Herstellung von Cementrohren und Kanälen im fabrikationsmäßigen Betriebe im Vorzuge, und sollte daher auch für alle Rohre und Kanäle bis zu derjenigen Grenze Anwendung finden, an welcher die „Hantierbarkeit“ der Stücke aufhört. Uebrigens liegt diese Grenze ziemlich fern, da in der Zerlegung schwerer Stücke in Teile ein Mittel gegeben ist, die selbe weit hinauf zu rücken.

Von der obigen Regel dürfte es nur die eine Ausnahme geben, daß in der

Fig. 49.
aus: aas



Baugrube selbst Kies von guter Beschaffenheit zur Verfügung steht, und daß ein zuverlässiges Arbeitspersonal vorhanden ist. Der fabrikmäßigen Herstellung bleibt dann aber immer noch der Vorzug, daß man Ware von wahrscheinlich besserer, jedenfalls von mehr gleichmäßiger Beschaffenheit und von einem gewissen Alter erhalten kann, bei welcher die „Reife“, d. h. ein gewisser Grad von Härte und Festigkeit gesichert ist.

Da 1 cbm Cementmörtel oder Beton 2000—2400 kg wiegt, sind Cementrohre sehr schwer. Dieser Umstand und der andere, daß die Zugfestigkeit von Cementmörtel gering ist, hat die Veranlassung zur Einführung der Cementrohre mit Eiseneinlagen gegeben, welche als Monier-Rohre, Zisseler-Rohre und unter noch anderen Namen in den Verkehr kommen. Da beim Verlegen der Rohre und nach Einbettung in den Grund die Rohre auf Biegung in der Längenrichtung und — infolge Veränderung der Querschnittsform — auch auf Biegung in der Richtung quer zur Achse beansprucht werden, müssen Eiseneinlagen sowohl in der Längen- als Querrichtung vorhanden sein, wenigstens bei Rohren, die stärkere Beanspruchungen zu erleiden haben. Vielfach werden die Rohre nur mit Eiseneinlagen hergestellt, die der Längenachse parallel gehen, ebenso aber auch mit einem Netzwerk aus Eisendraht. In Frankreich sind Rohre mit Eiseneinlagen aus Profileisen (L-Eisen, U- und E-Eisen) aufgekommen, die zwar sehr widerstandsfähig gegen äußere Kräfte, aber auch entsprechend teuer sind.

Erhalten Cementrohre mit Eiseneinlagen Muffen, so ist die Fabrikation erschwert, wenn verlangt wird, daß die Eiseneinlage der Muffe mit derjenigen des übrigen Rohrteils ein Ganzes bildet. Dies ist jedoch eine Forderung, von der nicht abgegangen werden sollte. Es kommen aber vielfach Rohre vor, die derselben nicht entsprechen, an welchen vielmehr die Muffe als besonderer Teil hergestellt und nachträglich angesetzt ist. Uebrigens kommen nur bei den kleineren und mittleren Rohrkalibern bis etwa 70 cm Weite Muffen vor, und werden bei den größeren Weiten lose — übergeschobene — Muffen angewendet, was jedenfalls für die Haltbarkeit der Muffe und die Dichtheit des Stofes günstig ist.

Das Zusammenarbeiten von Eisen und Cement beruht auf dem Umstand, daß die Ausdehnungskoeffizienten von Eisen und Cementmörtel etwa die gleichen zu sein scheinen, und daß die Haftfestigkeit von Cementmörtel an Eisen (und Zink) ziemlich hoch liegt, wenn auch weniger hoch, als vielfach angenommen wird. Dieselbe ist vereinzelt zu 40—47 kg für 1 qcm angegeben worden, scheint aber nach anderen Versuchen wesentlich niedriger zu liegen. Bei Versuchen in den K. techn. Versuchsanstalten zu Charlottenburg wurde dieselbe nur zwischen 7 und 15 kg ermittelt.

Neben der Haftfestigkeit spielen bei Cement-Eisenkonstruktionen die genaue Lage der Eisenteile im Mörtelkörper und der Umstand eine Rolle, daß das Eisen vor Zutritt von Feuchtigkeit und einigermaßen auch von Luft geschützt sein muß. Findet solcher Schutz nicht statt, so wird das Eisen stark angegriffen und vergrößert infolge der Rostbildung sein Volumen, wodurch die Cementmörtelumhüllung abgesprengt werden kann. Einige Sicherheit hiergegen gewährt die Verzinkung des Eisens, indessen keine absolute, da bei Zutritt von Feuchtigkeit die Alkalien des Mörtels den Zinküberzug zerstören können. Wegen dieser Gefahr ist es notwendig, daß die Eiseneinlagen in einer dichten Mörtelumhüllung von einiger Dicke liegen, die im praktischen Sinne wasserdicht sein muß. Je dünnwandiger die Rohre, umso mehr tritt diese Zerstörungsgefahr des Eisens in den Vordergrund, unbeschadet der Sicherheit, welche die Rohre gegen Biegungs- und Formveränderung besitzen mögen. Man muß daher die Rohre von größerer Wandstärke denjenigen von geringerer Wandstärke vorziehen.

Von der genannten besonderen Gefährdung sind die dickwandigen Cement-

rohre (ohne Eiseneinlagen) frei, die auch in der durch ihre größere Massigkeit beruhenden festeren Lage im Grunde und in der größeren Widerstandsfähigkeit gegen Stoßwirkungen Vorzüge vor den dünnwandigen Rohren voraus haben. Im Fall aber, daß Brüche eintreten, mag das dickwandige Rohr leicht ganz undienstfähig werden, während das dünnwandige noch ausreichenden Zusammenhalt bewahrt und vielleicht dienstfähig bleibt.

Endlich mag zum Vergleich der beiden Rohrarten erwähnt werden, daß die Herstellung des dünnwandigen Rohres eine fettere und mehr gleichförmige Mörtelmischung bedingt, als die, welche bei dem dickwandigen Rohr ausreichend ist.

§ 244. Aus Rücksicht auf die Herstellbarkeit müssen, wie bei den Thonrohren, auch Cementrohre kleinen Kalibers relativ größere Wandstärken erhalten als die größeren Rohre; auch die Anstrengungen beim Transport und bei der Verlegung, desgleichen die höhere Beanspruchung durch äußeren Druck erfordern dies. Die in der laufenden Fabrikation erzeugten dickwandigen Rohre dürften für Ueberschüttungshöhen bis etwa 3 m genügen; kommen höhere Ueberschüttungen vor, so sind Verstärkungen empfehlenswert. Die Weiten, Wandstärken und Gewichte der in den Verkehr kommenden dickwandigen Cementrohre sind etwa folgende:

1. Cylindrische Rohre			2. Eiförmige Kanäle		
Durchmesser cm	Wandstärke cm	Gewicht 1 m/kg	Weite cm	Wandstärke cm	Ungefährs Gewicht 1 m/kg
15	2,5—3,0	83—40	20/30	3,8—4,0	95—100
20	3,0—3,5	52—61	25/37,5	4,3—4,6	125—140
25	3,5—4,0	75—90	25/45	4,5—5,0	140—155
30	4,0—4,8	110—130	30/45	4,5—5,2	145—165
35	4,5—5,0	130—150	35/52,5	5,0—5,5	210—235
40	4,5—5,5	180—210	40/60	6,0—7,5	280—310
45	5,0—6,0	205—240	50/75	6,5—7,5	370—420
50	5,5—6,5	245—280	60/90	8,0—9,5	375—700
60	6,0—7,0	360—400	70/105	9,0—9,5	770—950
70	6,5—7,5	440—490	80/120	9,0—10	900—1000
80	7,5—8,5	550—660	90/135	9,5—10,5	1075—1200
90	8,5—9,5	750—830	100/150	11,0—12	1350—1500
100	9,0—10	920—1020			

Je nach der Beschaffenheit und dem spezifischem Gewicht der Materialien und den Mischungsverhältnissen kommen Abweichungen von den vorstehenden Angaben vor, bezüglich welcher in den Musterbüchern der Fabriken nachzusehen ist.

Will man die gegen einen bestimmten äußeren Druck ausreichende Wandstärke von größeren — in der Baugrube herzustellenden — Betonkanälen auf rechnerischem Wege bestimmen, so können, tadellose Beschaffenheit der Materialien und große Sorgfalt in der Arbeit vorausgesetzt, folgende Festigkeitskoeffizienten zu Grunde gelegt werden:

Mischungsverhältnis	Druckfestigkeit nach bzw. 7 Tagen, 28 Tagen, 1 Jahr Erhärtungsduauer kg/qcm			Zugfestigkeit nach bzw. 7 Tagen, 28 Tagen, 1 Jahr Erhärtungsduauer kg/qcm		
	1 Rtl. Cement, 7 Rtle. Sand, 9 Rtle. Steinschlag	2,0	4,0	6,0	0	0,20
1 " " 6 " " 8 "	2,5	4,5	7,0	0	0,25	0,30
1 " " 5 " " 7 "	3,0	5,0	8,0	0	0,30	0,35
1 " " 4 " " 5,5 "	4,0	6,0	9,0	0,1	0,35	0,40
1 " " 3 " " 4 "	5,0	7,0	10,0	0,2	0,40	0,50

Hinzuzufügen ist, daß im durchnähten Zustande die Festigkeit von Cementmörtel nur etwa 80 % der Festigkeit im lufttrockenen Zustande beträgt, und daß diese Thatsache dazu auffordert, in besonderen Fällen mit noch geringeren als den vorstehenden Festigkeitszahlen zu rechnen. Wo es irgend angeht, sollte die Beanspruchung von Beton auf Zugfestigkeit ganz vermieden werden.

Die bisher vorliegenden — nicht gerade zahlreichen — Versuche über Scherfestigkeit von Beton zeigen, daß letztere mit der Zugfestigkeit etwa übereinstimmt, wahrscheinlich um 0,1—0,3 größer als letztere ist.

Im übrigen darf bei den mancherlei Umständen, die auf die Güte einer Betonkonstruktion Einfluß nehmen*), die Bedeutung von rechnerisch ermittelten Wandstärken nur gering angeschlagen werden. Größere Verlaßbarkeit ist den praktischen Erfahrungen der Spezialisten und der Vollkommenheit ihres Arbeitsapparats beizulegen. Bei Betonkonstruktionen fällt viel mehr als bei sonstigen Bauausführungen die Gewähr ins Gewicht, die in der Persönlichkeit des Unternehmers und in der Sicherheit liegt, die derselbe für gewissenhafte Erfüllung übernommener Verpflichtungen bietet.

Vielleicht noch mehr als bei dickwandigen Betonrohren und -Kanälen findet die vorstehende Bemerkung Anwendung auf dünnwandige Cementrohre und -Kanäle (mit Eiseneinlagen), weil bei diesen, als Erzeugnissen der neueren Zeit, noch keine so lange Erfahrung vorliegt, als bei den dickwandigen Rohren, und der durch Proberversuche erbrachte Nachweis von der ausreichenden Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einwirkungen keine Gewähr für Beständigkeit gegen Einflüsse chemischer und physikalischer Natur einschließt.

Von den Fabriken werden dünnwandige Cementrohre und -Kanäle in folgenden Weiten, Wandstärken und Gewichten als sogenannte fungible Ware geliefert:

1. Cylindrische Rohre			2. Eiförmige Kanäle		
Durchmesser cm	Wandstärke cm	Gewicht 1 m/kg	Weite cm	Wandstärke cm	Gewicht 1 m/kg
10	1,2—1,5	14—18	18/27	1,8—2,3	35—45
15	1,5—2,0	17—24	25/37,5	2,1—2,5	50—60
17,5	1,6—2,3	20—28	30/45	2,4—2,7	70—80
20	1,7—2,5	25—36	35/52,5	2,5—2,8	77—87
25	2,0—2,8	36—50	36/54	2,7—3,0	84—96
30	2,1—2,8	45—60	40/60	3,0—3,3	100—110
35	2,3—3,0	55—70	50/75	3,2—3,6	130—150
40	2,4—3,2	66—88	56/84	3,4—4,0	155—185
45	2,6—3,4	75—95	60/90	3,5—4,4	165—210
50	2,8—4,0	90—130	63/95	3,6—4,7	170—225
55	3,0—4,4	100—150	70/105	3,7—4,8	190—250
60	3,2—4,9	110—170	73/110	3,8—4,9	210—270
70	3,5—5,0	150—195	80/120	4,0—5,5	260—360
80	3,8—5,0	180—220	100/150	5,0—6,0	400—500
90	4,0—5,0	220—265	130/200	6,0—7,0	550—650
100	4,3—5,1	270—310			
110	4,7—5,3	340—380			
120	5,0—6,0	400—500			
130	5,8—6,8	450—540			
140	5,6—6,5	500—590			
150	6,0—6,5	540—600			
160	6,8—6,6	640—680			
170	6,7—7,0	710—760			
180	7,0—7,5	780—860			
190	7,5—8,0	875—940			
200	8,0—9,0	950—1030			

*) Vergl. in Büsing, F. W. u. C. Schumann. Der Portland-Cement und seine Anwendung im Bauwesen. 2. Aufl. Berlin 1899.

Die Rohre werden nur bis zu etwa 70 cm Weite mit Muffen hergestellt; für darüber hinausgehende Weiten werden lose — übergeschobene — Muffen verwendet. Um ohne Schwierigkeiten Genauigkeit der Lage in der Baugrube zu erzielen, erhalten die Rohre von 70 cm an, sowie alle Kanäle mit Eiprofil zur Unterstützung der Enden besondere Schwellstücke; hierin ist jedenfalls eine zweckmäßige Vorkehrung zu sehen. Das Gewicht der Schwellstücke wechselt bei den für Rohre bestimmten zwischen 23 und 132 kg und bei den für eiförmige Kanäle bestimmten zwischen 11 und 34 kg.

Aus der Vergleichung der in den beiden letzten Tabellen enthaltenen Gewichtszahlen ergiebt sich, daß die kleinen und mittleren Kaliber der dünnwandigen Cementrohre und -Kanäle nur etwa $\frac{1}{2}$, die größeren Kaliber nur etwa $\frac{1}{3}$ so schwer sind, als die gleich großen Kaliber der dickwandigen Rohre und Kanäle. —

Bei der leichten Beschädigung, die Cementgegenstände durch Stoß erleiden, sind aus der Fläche herausstretende Teile an Rohren u. s. w. stark gefährdet. Dies ist der Grund, weshalb bei Cementrohren die Anbringung von Abzweigen nicht allgemein üblich ist. Doch liefern gut eingerichtete Fabriken auch Rohre mit Abzweigen sowohl für den seitlichen Anschluß von Cementrohren als von Thonrohren. Die seitlichen Abzweigungen müssen aber, um einigermaßen gesichert zu sein, nur so kurz als möglich gehalten werden. Uebrigens läßt sich die Rohrwand auch verhältnismäßig leicht und mit Erzielung scharfer Ränder durchbohren, so daß Anschlüsse auch ohne Abzweige unschwer hergestellt werden können. —

Die Zahl der geformten Stücke aus Cement, soweit solche für Kanalisationszwecke dienen, ist verhältnismäßig gering; am gebräuchlichsten sind darunter Sinkkästen (Gullies); auf diese wird erst an späterer Stelle einzugehen sein. Vielfach werden Sohlstücke für Kanäle aus Beton hergestellt, die sich in jeder Hinsicht bewähren.

Vereinzelt werden Cementrohre auch für inneren Druck angewendet. Bei dickwandigen Rohren darf derselbe wegen der geringen Zugfestigkeit des Cements ein paar Meter nicht überschreiten; gut gebrannte Thonrohre sind denselben für diesen Zweck überlegen. Anders bei Cementrohren mit Eiseneinlagen, die, wenn nur die Stoßdichtungen haltbar sind, auch inneren Druck von einiger Größe mit Sicherheit aushalten. Immer müssen aber Cementrohre, die auf inneren Druck beansprucht werden sollen oder können, aus besonders dichtem Mörtel hergestellt werden, d. h. in der Masse selbst wasserdicht sein, und auf der Innenseite eine Putzschicht von besonderer Dichte erhalten. Das bloße Schlämmen der Innenseite, welches oft angewendet wird, genügt nicht, da der durch das Schlämnen gebildete dünne Ueberzug bald zerstört zu werden oder sich abzulösen pflegt. —

§ 245. Zur Erleichterung der Beschaffung und der praktischen Ausführung von Rohrleitungen ist es dienlich, bei den Rohrweiten nicht zu feine Abstufungen auszuführen, vielmehr die Zahl der Stufen möglichst klein zu halten. Für Leitungen im Grunde dürfte sich bei den kleinen und mittleren Kalibern das Fortschreiten der Weiten um je 5 cm empfehlen; für große Weiten scheint Fortschreiten um 10 cm nicht zu groß zu sein. Ein gewisses Mehr an Kosten, welches durch einen kleinen Ueberschuß an Weite entsteht, fällt nicht ins Gewicht, weil es auf die Kosten der Erdarbeiten und der Nebenarbeiten ohne Einfluß ist und demselben eine gewisse Minderung der Kosten des Arbeitsapparates gegenübersteht.

Fast noch wichtiger als für Leitungen im Grunde ist die genaue Festhaltung der Abstufungsgröße in den Weiten bei Hausleitungen, da deren Herstellung mit Besonderheiten verschiedener Art umgeben ist, die bei den Leitungen im Grunde nicht vorhanden sind. Das allgemeinere Anerkenntnis dieser Gründe hat dazu

geführt, daß neuerdings der Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine die Aufgabe der Aufstellung von Normen für die bei Kanalisationssleitungen einzuführenden Abstufungen und die damit in unmittelbarer Verbindung stehenden Maße u. s. w. in die Hand genommen hat. Die bisher vorliegenden Ergebnisse dieser Arbeiten sind in den §§ 238 u. 241 mitgeteilt. —

§ 246. Mit der Mauerung von Kanälen aus Naturstein oder Ziegelstein pflegt man erst bei einer Weite von etwa 0,75 m an zu beginnen, und nur ausnahmsweise schon bei 0,45 oder 0,50 m. Der Grund, bei gemauerten Kanälen eine gewisse Grenze nicht zu unterschreiten, liegt nur teilweise in der relativ großen Kostspieligkeit von Kanälen kleiner Weite aus Mauerwerk, vielmehr ebenso sehr in dem Umstande, daß bei solchen Kanälen ein gewisser Vollkommenheitsgrad der Mauerung schwer zu erreichen ist, weder was Dichtheit, noch was Haltbarkeit gegen äußeren und inneren Druck anbetrifft. Schon bei geringen Verschiebungen der Form können Brüche eintreten, für die als Ursache sowohl größere Erdbewegungen, als auch nur zitternde Bewegungen des Grundes, als auch zeitweilig vorkommende große örtliche Drücke thätig sind.

Gegen dynamische Wirkungen ist Sicherheit nur in ausreichend großen Massen zu beschaffen, während es auf die Festigkeit der Materialien dabei erst in zweiter Linie ankommt. Es folgt daraus, daß der rechnerischen Bestimmung von Wölbstärken erst bei Kanälen von größerer Weite Bedeutung zukommt, während die Wandstärken kleiner Kanäle durch Rücksichten praktischer Art bestimmt sind. In der Regel werden Schäden an Mauerwerk, die durch Formänderungen entstehen, sich in der Oeffnung von Fugen zeigen, und danach ist der Widerstand, welchen Kanalmauerwerk gegen Zerstörungen leistet, in höherem Grade von der Mörtelfestigkeit als von der Festigkeit des Mauermaterials abhängig. Erst bei Kanälen von größerer Weite — und entsprechend größeren Massen — tritt die theoretische Bestimmung der Wandstärken in ihr Recht, und nur mit Bezug auf solche Kanäle ist die Kenntnis von Festigkeitskoeffizienten des Materials notwendig, während für die Wandstärken kleiner Kanäle die Beschaffenheit des Mörtels maßgebend sein muß.

Sandsteine haben Druckfestigkeiten von 200—4000 kg/qcm, Kalksteine von 200—2000 kg/qcm, specifisch schwere Gesteine wie Granit u. s. w. von 1000 bis 5000 kg/qcm. Bei Ziegelsteinen bewegt sich die Druckfestigkeit in den Grenzen von 50—500 kg. Cementmörtel 1 : 3 hat die Druckfestigkeit 120—180 kg/qcm. Hiernach darf man bei Kanalmauerwerk in Cementmörtel 1 : 3 als Druckfestigkeitskoeffizienten höchstens 10 kg annehmen und wird bei Kanälen nicht großer Weite bis auf 5 kg herabgehen. Bei Mauerwerk in Kalkmörtel wird man nicht mehr als etwa 2—3 kg/qcm rechnen dürfen, und wenn die Kanäle nur mittlere Weite haben, nur 1—1 $\frac{1}{2}$ kg/qcm.

Diese Zahlen für Mörtelfestigkeit (neben welchen auf die im § 244 gemachten Angaben und noch weiterhin folgende hinzuweisen ist) können sowohl für Mauerwerk aus natürlichen Steinen als aus Ziegelstein Anwendung finden, bei diesen unter der Voraussetzung, daß die Druckfestigkeit etwa 100 kg/qcm nicht unterschreitet.

§ 247. Die hauptsächlichste Anforderung an Natursteine oder Ziegel, die zum Kanalbau dienen sollen, ist möglichste Wasserdichtigkeit; daneben soll die Abnutzung der Wandfläche durch Reibung gering sein. Widerstand gegen chemische Agentien, ausreichende Festigkeit und, bei Natursteinen, leichte Bearbeitungsfähigkeit sind selbstverständliche Ansprüche.

Alle Naturgesteine von besonderer Härte und Sprödigkeit scheiden hier-

nach für Kanalbauten aus, und im wesentlichen können nur Sedimentgesteine in Frage kommen, d. h. Sandsteine und einige Kalksteinarten. Gegen Kalksteine richten sich aber mehrere Bedenken. Sie werden durch den Wechsel von Feuchtigkeit und Trockenheit und durch größere Temperaturwechsel in ihrem Gefüge gelockert, und oft auch durch Kohlensäure stark angegriffen; außerdem ist bei denselben der nötige Grad von Glattheit der Fläche schwer herstellbar. Dieselbe wird bei solchen Steinen vorteilhaft durch einen Abputz aus Cement erzielt. — Von den Sandsteinen scheiden die grobkörnigen Arten wegen ihrer geringen Dichte und auch diejenigen anderen Arten aus, bei welchen das Verkittungsmittel der Körner von thoniger Beschaffenheit ist; in beiden Fällen haben die Steine nicht die ausreichende Haltbarkeit. Vielfach ist es, zur Vermeidung der Arbeitskosten und um einen höheren Grad von Glätte der Kanalwand, sowie größere Wasserdichtigkeit zu erzielen, üblich, die aus Sandstein hergestellte Kanalwand mit einem Putzüberzuge aus Cementmörtel zu versehen.

Ein gutes Baumaterial für Kanäle würden Werkstücke aus Beton sein. Da es sich gewöhnlich um größere Kanallängen handelt, bei welchen dieselbe Form von Werkstücken gebraucht wird (oder doch gebraucht werden kann), sind die Kosten, welche die Herstellung der Formkästen und der Geräte verursacht, nur gering. Da solche Werkstücke auch von besserer Beschaffenheit sind als gestampfter Beton, würde ihre Benutzung an Stelle der Herstellung von Betonkanälen in der Baugrube nur zu empfehlen sein; doch ist dem Verfasser über derartige Ausführungen bisher nichts bekannt geworden.

Mehrfach wird dagegen die Ausführungsweise der Herstellung der Sohle und Seitenwände aus Haustein und der Ueberwölbung aus Ziegelstein angetroffen.

§ 248. Ziegelsteine sind im allgemeinen sehr wasserdurchlässig; selbst die bei Sinterung erbrannten Steine — die sogenannten Klinker — lassen beträchtliche Wassermengen eindringen. Im allgemeinen beträgt die Wasseraufnahme 15—20 Gewichtsprozente, kann aber sowohl beträchtlich geringer als auch größer sein. Hohe Wasseraufnahme ist gleichbedeutend mit großer Wasserdurchlässigkeit, und es kommt ferner in Betracht, daß im durchfeuchteten Zustande die Festigkeit aller Steine geringer als im trockenen ist. Es folgt daraus, daß zu Kanalbauten nur Ziegel von möglichst dichter und auch sonst guter Beschaffenheit verwendet werden dürfen. Von geringerer Bedeutung als Dichtigkeit und Härte ist die Form der Ziegel, weil Ungenauigkeiten der Form durch die Mörtelfüllung der Fugen ausgeglichen werden. Notwendig ist aber Glattheit der Oberfläche.

Ueber die Wasserdurchlässigkeit von Ziegeln und die Bruchfestigkeit derselben im durchnäisten Zustande hat Frühling einige Versuche angestellt*), deren Resultate hier wiedergegeben werden sollen. Scheiben von 6,5 cm Dicke und 11 cm Durchmesser, also von 95 qcm Fläche, ließen stündlich, auf 1 qm Fläche berechnet, beim Druck einer Wassersäule von 1 m Höhe folgende Mengen von reinem Wasser durch:

Probe	1	2	3	4	5	
ergab	13	14	44	6,5	11	Wasserdurchtritt
und	10,5	14	18,5	35	48,8	kg/qcm Druckfestigkeit.

Wurde die Scheibe aus zwei Ziegelsteinstärken gebildet, die durch eine Cementmörtelschicht von 1 cm Stärke, bestehend aus 1 Cement, 2 Sand, verbunden waren, so betrug die durchtretende Wassermenge noch:

bei Probe	1	2	3	4	5
	0,55 l	1,75 l	4,55 l	—	0,04 l.

*) Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Bd. III, Abt. 1, 2. Hälfte. 3. Aufl. Leipzig 1893.

Diese Mengen sind relativ groß; es ist aber zu beachten, daß es sich bei den Versuchen um reines Wasser handelte, und es darf angenommen werden, daß bei Wasser, welches Schmutzstoffe enthält, der Durchtritt erheblich geringer ist, umgekehrt infolge von kleinen, nicht wahrnehmbaren Mängeln aber auch viel größer sein kann. Die Verminderung des Wasserdurchtritts, welche bei den Versuchen mit Scheiben von doppelter Stärke beobachtet wurde, muß wohl im wesentlichen auf Rechnung der zwischenliegenden Mörtelschicht gesetzt werden, da Cementmörtel 1 : 2 nach einiger Dauer der Erhärtung im praktischen Sinne wasserdicht ist.

Dieser zweifellosen Thatsache wegen sind bei Anwendung von Mörtel 1 : 2 (oder noch fetteren Mischungen) auch Fugen von mehr als gewöhnlicher Stärke in Kanalmauerwerk, so lange nur die verlangte Festigkeit des Mauerwerks gewahrt bleibt, nicht als fehlerhaft anzusehen. Und bei Kanalmauerwerk, welches in sogenannten Rouladen hergestellt wird, ist es im Interesse der Wasserdichtigkeit dringend zu empfehlen, die Ringe durch eine Schicht aus fettem Mörtel zu sondern. $\frac{1}{8}$ Stein starkes Mauerwerk erhält zweckmäßig einen Putzüberzug auf der Innenseite; bei schwachem Mauerwerk, das im Grundwasser liegt, wird Putz auf der Außenseite angebracht, und in dem Falle, daß innerer Druck stattfinden kann, auf beiden Seiten.

Die oben mitgeteilten Versuchsergebnisse Frühlings lassen es, obwohl sie wenig ausführlich sind, als gewiß erscheinen, daß durch die dünnen Wände von gemauerten Einstiegeschächten und Sinkkästen beträchtliche Mengen von Wasser in das umgebende Erdreich austreten können, und zwar größere als durch gleich große Flächen von Kanawänden. Letzteres gilt, weil in den Schächten und Sinkkästen das Wasser sich aufstauen kann, sich in denselben auch weniger rasch bewegt als in den Kanälen, und endlich weil die Beschaffenheit des Mauerwerks in den Schächten und Kanälen im allgemeinen wohl hinter derjenigen der Kanäle selbst zurückbleiben wird. Wenn es sich daher um Versuche über die Wasserdurchlässigkeit von Kanalisationsteilen handelt, so werden die an Einstiegeschächten und Sinkkästen ausgeführten wahrscheinlich ein klareres und mehr sicherndes Bild ergeben, als die an Kanälen selbst ausgeführten, wenn die Prüfung bei bewegtem Wasser stattfindet.

§ 249. Was oben über die Gebrauchsfähigkeit von Natursteinen für den Bau von Kanälen angeführt wurde, tritt zum Teil außer Geltung, wenn der Naturstein nicht für Kanäle selbst, sondern für andere Teile von Kanalisationen benutzt werden soll. Hierher gehören z. B. Sohlplatten von Einstiegeschächten, Rahmen und Abdeckplatten für Öffnungen, Zungenstücke an der Zusammenführung von zwei oder mehreren Kanälen, sogenannte Spülsteine für Koch- und Waschküchen. Von solchen Stücken wird hoher Widerstand gegen Abnutzung beansprucht; das Gestein muß daher, außer daß es wasserdicht ist, auch hart sein. Da es sich um eine nicht große Zahl von Stücken von übereinstimmender Form handelt, fallen die Bearbeitungskosten weniger ins Gewicht, als bei Werkstücken, die für den Kanalbau selbst dienen. In Gebrauch ist für derartige Stücke vielfach Granit oder ein ähnlich hartes Gestein.

Wiederum anderen Anforderungen unterliegt Naturstein bei Verwendungen für einige ganz spezielle Zwecke, wie z. B. Platten zur Bekleidung von Pissoirwänden und zu Spülgefäß für den Küchengebrauch. Hier kommt es sowohl auf leichte Bearbeitung, als Schleif- oder Politurfähigkeit an; desgleichen werden Ansprüche an das gute Aussehen des Steines erhoben. Diesen Ansprüchen genügen nur feinkörnige dichte Gesteinsarten, wie Marmor und Schiefer, deren Flächen durch Politur auch eine gewisse Verdichtung erfahren.

§ 250. Als Bindemittel für Mauerwerk bei Kanalisationsbauten können nur die sogenannten Wassermörtel und unter diesen auch nur Portlandcementmörtel, Traßmörtel und Mörtel aus hydraulischem Kalk in Frage kommen. Romancement ist wegen Treibegefahr so gut wie ausgeschlossen und höchstens in Fällen zulässig, wo es sich um sehr schnelle Erhärtung unter Wasser handelt. Aber auch in solchen Fällen ist Mörtel aus rasch bindendem Portlandcement im Vorzuge. Derartiger Cement wird von einigen Fabriken für sehr abgekürzte Bindezeiten — bis etwa 15 Minuten herab — auf Bestellung geliefert. Er ist aber gegen den langsam bindenden Cement, dessen Bindezeit bei mittlerer Temperatur sich bis auf etwa 2 Stunden ausdehnt, durch geringere Festigkeit im Nachteil. — Mörtel aus hydraulischem Kalk erhärtet bei Kanalisationsbauten meist wohl zu langsam, und ähnlich verhält es sich auch mit Traßmörtel. Uebrigens kommt Traßmörtel in zwei Arten: als Traßkalk-Mörtel und Cement-Traßmörtel vor. Für sich allein erhärtet Traß, d. i. aufgeschlossene Kieselsäure, nicht; Bedingung für die Erhärtung ist die Anwesenheit von freiem Kalkhydrat ($\text{CaO}, \text{H}_2\text{O}$), mit welchem die Kieselsäure im Traß in Wasser unlösliche Kalksilikate bildet. Da auch im Portlandcement, sei es von vornherein, sei es erst später, frei gewordenes Kalkhydrat enthalten ist, so sind die Bedingungen für die Erhärtung des Traß auch bei seiner gleichzeitigen Verwendung mit Portlandcement erfüllt. Traß-Kalkmörtel sind im Gegensatz zu Cementmörtel selbst in mageren Mischungen dicht, weil die Menge der beiden Bindemittel: Traß und Kalk, mehr als ausreichend ist, die Hohlräume zwischen den Sandkörnern zu füllen, während im Cementmörtel bei 35—40 % Hohlraum des Sandes das Bindemittel in mageren Mischungen (solchen von mehr als 2 Sand auf 1 Cement) zur Füllung des Hohlrumes ungenügend sein kann. Allerdings geht bei der Silikatbildung auch der größere Teil des Mörtelwassers in die Kristallform über und trägt in dieser zur Vermehrung der Dichte des Mörtels bei. Auch bei den Cement-Traßmörteln bringt die Zumischung von Traß Vermehrung der Dichte hervor. Es richtet sich aber nach den örtlichen Verhältnissen, ob die Verbesserung der Mörtelbeschaffenheit nicht ebenso billig durch eine Vermehrung des Cementanteils beziehungsweise die Verwendung von besonders geeignetem Mörtelsand erzielbar ist. Diese Frage läßt sich nur nach den örtlichen Preisen der genannten Materialien entscheiden; es will dabei aber immer beachtet sein, daß während Portlandcement in Deutschland in relativ gleichbleibender Beschaffenheit erhältlich ist, derselbe Grad der Sicherheit beim Bezug von Traß vielleicht nicht besteht, weil letzterer ein natürliches Erzeugnis ist, dessen Beschaffenheit mit der Fundstätte und den Lagerungsverhältnissen wechselt.

Von Mörtel zu Kanalisationsbauten ist außer ausreichender Festigkeit, Wasserdichtigkeit — letztere in praktischem Sinne verstanden — zu verlangen; daneben muß der Mörtel widerstandsfähig gegen Angriffe mechanischer und chemischer Natur sein. Hinsichtlich letzterer ist auf § 237 zu verweisen.

Was die Wasserdichtigkeit von Mörteln betrifft, so ist dieselbe bei keinen, auch nicht bei den fettesten Mörteln von vornherein vorhanden, da sie ein durch chemische und physikalische Wirkungen herbeigeführtes engeres Aneinanderlagern der Mörtelteilchen voraussetzt, als bei der bloß losen Ausfüllung der Hohlräume des Sandes sich ergiebt. Die Wasserdichtigkeit stellt sich daher erst mit dem Fortschreiten des Erhärtungsvorganges ein. Da dieser von dem Mischungsverhältnis des Mörtels in der Weise abhängt, daß magere Mörtel langsamer erhärten als fette, so sind in Fällen, wo der Zustand der Wasserdichtigkeit des Mörtels innerhalb weniger Tage verlangt wird, nur fette Mörtelmischungen verwendungsfähig. Genaueres über die geeigneten Mischungen kann nur durch besondere Versuche ermittelt werden. Die Wasserdichtigkeit von Cementmörtel läßt sich durch

einen Zusatz von Kalkhydrat oder auch von hydraulischem Kalk wesentlich verbessern; letzterer leistet mehr als ersterer. Da aber der Kalkzusatz die Festigkeit des Mörtels herabsetzt, muß derselbe in gewissen Grenzen gehalten werden: 1 Raumteil Kalk auf 1 Raumteil Cement darf niemals überschritten werden; besser ist es mit dem Kalkanteil auf $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{4}$ Raumeile herabzugehen, und zwar um so weiter, je höher der Sandanteil im Mörtel ist. Beim Cement-Traßmörtel dürfte es sich ebenfalls empfehlen, einen geringen Zusatz von Kalkhydrat zu geben. Traß-Kalkmörtel sind selbst in mageren Mischungen sehr dicht *).

Hinsichtlich der Festigkeit könnte man der Ansicht sein, daß es genüge, Mörtel von gleicher Druckfestigkeit mit dem zu verwendenden Steinmaterial zu benutzen; z. B. bei Mauerwerk aus Ziegeln von 100 kg/qcm Druckfestigkeit Mörtel von ebenfalls 100 kg Druckfestigkeit. Diese Auffassung ist jedoch fehlsam, einmal weil beim Ziegel die fragliche Festigkeit von vornherein vorhanden ist, während dieselbe beim Mörtel erst in einer gewissen Zeitdauer erreicht wird, und sodann weil bei Kanalmauerwerk Formveränderungen berücksichtigt werden müssen, als deren Folge Zugspannungen und Beanspruchungen auf Scherfestigkeit eintreten können. Da aber bei allen Mörteln die Zug- und Scherfestigkeit nur geringe Bruchteile der Druckfestigkeit erreichen — beim Cementmörtel 1 : 3 beispielsweise nur etwa $\frac{1}{10}$ — so ist es eine gut begründete Forderung, daß bei Kanalbauten Mörtelmischungen verwendet werden, deren Druckfestigkeit über diejenige des Gesteins hinausgeht, ein Anspruch, der bei Verwendung härterer Gesteine freilich nicht erfüllbar ist.

Vereinzelt ist für gemauerte Kanalisationsteile, welche inneren Druck auszuhalten haben, auch für Kanäle, welche Fabrikwasser aufnehmen, oder solchen vorübergehend erleiden können, wohl ein Mörtel aus Teer, Pech und Sand (1 Teil Teer, 3 Teile Pech, 4 Teile Sand) verwendet worden. Dies Verfahren verdient aber keine Empfehlung, weil solcher Mörtel schon bei mäßigen Temperaturen weich wird. Besser ist es, dem Mauerwerk eine über das Gewöhnliche hinausgehende Stärke zu geben und die Sicherheit für Erhaltung der Dichtigkeit in der guten Beschaffenheit des hydraulischen Mörtels zu suchen. Dichter Mörtel aus Portlandcement, auch Traßmörtel leistet bessere Dienste als andere gekünstelte Mörtelmischungen **). Am besten wird Mauerwerk, welches im stande sein soll, einige Zugspannung auszuhalten, aus Ringen (Rouladen) hergestellt. Unter Umständen kann Ersatz durch Eisenrohr oder Cementrohr mit Eiseneinlagen im Vorzuge sein.

Auf die besonderen Dichtungsmaterialien, die für Rohrleitungen in Betracht kommen, ist erst an späterer Stelle einzugehen.

§ 251. Sogenannte Asphaltrohre werden aus Pappe mit Zwischenschichten von bituminösen Stoffen (auch Pech und Teerpräparaten) in Schüssen von größerer Länge hergestellt. Die Verbindung der einzelnen Schüsse zu längeren Leitungen geschieht durch stumpfen Stoß, über welchen eine lose Muffe geschoben wird, die man mit Goudron, oder auch einer heiß angemachten Mischung aus Pech, Teer oder Harz u. s. w. abdichtet. Die Dichtung fällt indes nicht immer sicher aus.

Asphaltrohre haben geringes Gewicht, sind etwas elastisch und halten auch

*) Näheres über Mörteldichte ist u. a. zu entnehmen aus: Büsing, F. W. u. C. Schumann. Der Portland-Cement und seine Anwendungen im Bauwesen. 2. Aufl. Berlin 1899 — und: Unna. Die Bestimmung rationeller Mörtelmischungen unter Zugrundelegung der Festigkeit, Dichtigkeit und Kosten des Mörtels; Vortrag, gehalten in der 1. Versammlung des Architekten- u. Ingenieurvereins für Niederrhein u. Westfalen am 9. Januar 1899.

**) Vergl. Sinclair. On Widness Sewerage. Exc. Min. of Proceed. of the Inst. of Civ. Engin. 1895.

höheren inneren Druck aus. Sie würden sich danach bei Hausentwässerungen für mehrere Anwendungen gut eignen, haben aber bisher nur geringen Eingang gefunden, vielleicht mit aus dem Grunde, daß sie im Verkehr nur selten auftreten. Einen großen Vorzug besitzen die Asphaltrohre in ihrer Unangreifbarkeit für Säuren, sie würden also, vorausgesetzt, daß ihnen nicht besondere Mängel anhaften, welche dem Verfasser unbekannt sind, zweckmäßig für Leitungen sein, die stark saure Wasser abzuführen haben.

§ 252. Holz kommt bei Stadtkanalisationen zumeist nur als Hilfsmittel zur Benutzung, z. B. abgesehen von den Einschalungen der Baugrube, zu Rosten in untragfähigem Boden, oder zu Spundwänden bei Herstellungen in Grundwasser. Voraussetzung der Dauer ist, daß das Holz dauernd im Wasser bleibe, nicht dem Wechsel von Nässe und Trockenheit ausgesetzt sei.

Abgesehen von den eben gedachten Verwendungen, welchen sich einige geringere hinzugesellen, kann Holz auch in der Rolle des Hauptmaterials auftreten. Dies ist z. B. der Fall bei Leitungsstücken, welche Wasserläufe kreuzen, oder in Wasserläufe ein Stück hineinreichen, oder bei Leitungen für Fabrikwasser von höherem Säure- oder Alkaligehalt. In allen solchen Fällen kann Holz im Vorzuge vor Mauerwerk oder Eisen, und unter Umständen das einzige Baumaterial sein, welches dem besonderen Zwecke genügt. Zuweilen werden bei Fabrikwassern der genannten Art die hölzernen Leitungen (offene oder geschlossene Gerinne) mit Bleiplatten ausgelegt. Werden bei den Holzkonstruktionen Eisenteile benutzt, so sind dieselben grundsätzlich so anzurordnen, daß sie vom Wasser möglichst unerreicht liegen; immer ist zu empfehlen, die Eisenteile nur im verzinkten Zustande anzuwenden. Das Holz wird zweckmäßig mit Kreosot oder Carbolineum imprägniert. Harzreiche Hölzer, wie das der Kiefer oder Pitch pine sind im Vorzuge vor harzarmen Nadelhölzern. Sehr haltbar im Wasser ist auch Erlenholz.

3. Kapitel.

Prüfung der Kanalbaumaterialien.

§ 253. Prüfungen von Kanalbaumaterialien beziehen sich teils auf die Wasserdichtigkeit, teils auf die Widerstandsfähigkeit gegen chemische und physikalische Einwirkungen, teils auf den Widerstand, den sie gegen äußere Kräfte leisten (Festigkeit). Bei den Prüfungen auf Wasserdichtigkeit und Festigkeit ist eine gewisse Beschränkung geboten. Einmal ist es ausgeschlossen, dieselben auf sämtliche Stücke zu erstrecken, und sodann ist es notwendig, für die Größe der Beanspruchung gewisse, nicht zu hoch liegende Grenzen einzuhalten. Es wird demzufolge nur ein geringer Prozentsatz der Stücke den Prüfungen unterworfen und die Höhe der Beanspruchung nicht leicht weiter als bis auf etwa das Anderthalbfache, höchstens das Doppelte derjenigen getrieben, welche die Stücke demnächst auszuhalten haben. Die empfohlene Vorsicht rechtfertigt sich durch die Erwägung, daß bei der Prüfung leicht Schäden entstehen, die unbemerkt bleiben, aber groß genug sind, damit das betreffende Stück schon bald nach seiner Verwendung zerstört wird.

§ 254. Prüfungen auf Wasserdichtigkeit können bei Röhren und Kanälen sowohl an fertigen Leitungsstrecken, als an einzelnen Teilen solcher angestellt

werden. Man setzt Teile der Leitungen durch Wasserfüllung unter den beabsichtigten Druck und beobachtet, ob und welche Wassermengen dabei entweichen. Geringe Wasserverluste werden im Anfang immer stattfinden; Bedingung für die Güte der Ausführung ist aber, daß dieselben mit der Dauer abnehmen, und der Verlust auch in engen Grenzen bleibt, vielleicht für 100 m enges Rohr stündlich nicht über 5—10 l Wasser hinausgeht.

Dieser Prüfungsweise, die etwas Mißliches und Unkontrollierbares an sich hat, ist bei eisernen Rohren, Thon- und Cementrohren die mit einzelnen Stücken ausgeführte Prüfung vorzuziehen. Jene sollte aber als Regel bei Betonkanälen ausgeführt werden, welche in der Baugrube hergestellt wurden. Auch muß dieselbe als Kontrollprobe bei Leitungsstücken angewendet werden, wenn über die Sorgfalt, mit welcher die Stoßdichtungen hergestellt wurden, begründete Zweifel bestehen.

§ 255. Prüfungen von eisernen Rohren auf inneren Druck sind verhältnismäßig einfach ausführbar, weil der wasserdichte Abschluß der Rohrenden leicht gelingt und es nur nötig ist, bei der Drucksteigerung heftigere stoßweise Wirkungen zu vermeiden. Hingegen ist die Prüfung von Thon- und Cementrohren mit gewissen Schwierigkeiten verknüpft, die teils in dem wasserdichten Abschluß der Rohrenden, teils in der Vermeidung selbst leichter stoßweiser Wirkung ihre Ursache haben. Wenn man vor jedes Rohrende eine Gummischeibe und darüber ein Bohrstück legt und nun durch parallel zur Rohrachse angebrachte Zugschrauben die beiden Bohrstücke fest gegeneinander zieht, so wird dabei auf die Rohrenden ein Druck ausgeübt, der dem Rohr leicht gefährlich werden kann, jedenfalls aber in demselben Spannungen erzeugt, welche die Klarheit des Verhaltens gegen inneren Druck vielleicht stark beeinflussen.

Ein richtiges Bild wird durch die von Professor Rudeloff — von den Königl. techn. Versuchsanstalten in Charlottenburg — angegebene Dichtung der Rohrenden,

Fig. 50.

bei welchen diese ganz frei bleiben, erzielt; diese Anordnung ist in Fig. 50 dargestellt. Es werden Lederstulpe $L L$ eingeschoben, von welchen einer für die Einführung des Druckwasserrohrs durchbohrt ist. Um das eingeführte Ende dieses Rohres wird ein zweiter kleiner Lederstulp gelegt, der mit dem großen Stulp L dicht vernäht ist; um die Naht vollständig zu dichten, wird der ringförmige Raum um den kleinen Stulp zur Hälfte bis Dreiviertel seiner Tiefe mit Gelatinelösung gefüllt. Hinter den beiden großen Stulpen L werden kurze, lose gehende Holzpfölcke eingesetzt, die sich gegen hölzerne Querhäupter legen, welche durch Zugschrauben verbunden werden. Die Spannung, welche alsdann auf die Länge = 1 in der Wand vor dem Stücke δ entsteht, ist $s = \frac{p d}{2 \delta}$, wenn p den angewendeten Druck in Atmosphären (= kg für qcm) bezeichnet.

Der Prüfung gussesischer Rohre auf inneren Druck hat die Prüfung auf Form und Gewicht derselben vorauszugehen. Die Rohre dürfen in der Längsrichtung keine sogenannte Naht, und übrigens keine schaumigen, blasigen oder löcherigen Stellen, noch Gussfehler anderer Art zeigen; dies gilt im besonderen Maße für die Muffen. Die äußere und innere Fläche muß glatt, das Rohr ganz gerade und innen sowohl wie außen cylindrisch sein, so daß die Wandstärken überall gleich sind, jedenfalls keine messbaren Unterschiede aufweisen. Der in der

Muffe zur Aufnahme der Dichtung verbleibende freie Raum muß genau konzentrisch sein und darf keinesfalls nach unten hin enger werden. An dem bedungenen Gewicht der Rohre sind 3 % mehr oder weniger zu dulden.

Die Rohre müssen mit einem sogenannten Asphaltanstrich versehen angeliefert werden, der bei heißem Zustande derselben aufgetragen wurde; die innere Muffenfläche darf aber keinen Anstrich erhalten. Der Anstrich muß trocken, fest und gleichmäßig aufgetragen und glänzend im Aussehen sein.

Während der Probe auf inneren Druck sind die Rohre durch Schläge mit einem Hammer zu erschüttern, wobei sich keine Leckstellen oder feinere Undichtigkeiten zeigen dürfen. Durch das Anschlagen mit dem Hammer werden aber auch Spannungen im Guß, die beim Erkalten des Stückes entstanden sind, erkennbar. Bruchflächen müssen das Eisen als gutes graues Gußeisen zeigen, das im Kupolofen geschmolzen ist, sich bequem bohren und in dem gebohrten Loche mit scharf-gängigem Gewinde versehen läßt.

Handelt es sich um Prüfung von Rohren großer Weite, so kann eine laufende Kontrolle über die Beschaffenheit des Materials auch in der Weise geübt werden, daß aus dem Material jedes einzelnen Gusses ein Probestab von bestimmten Abmessungen mitgegossen wird, der einer Probe auf Biegung zu unterwerfen ist. Es werden alsdann nur diejenigen Rohre selbst genau geprüft, zu welchen Probestäbe gehören, die bei den Biegeproben ein auffälliges Verhalten gezeigt haben.

§ 256. Prüfungen eiserner Rohre auf Verhalten gegen äußeren Druck werden am einfachsten durch Belastung mit Einzelgewichten in halber Länge ausgeführt; jede Prüfung mit gleichmäßig verteilter Last ist umständlich und kaum genau ausführbar. Die Einzelbruchlast läßt sich auch mittels der allgemeinen Formel:

$$p = \frac{2P}{l}$$

auf gleichmäßig verteilte Belastung zurückführen.

In der „Hütte“ sind in Teil I, S. 525 die Ergebnisse einiger Prüfungen auf äußeren Druck mitgeteilt, welche auf der Friedrich-Wilhelmshütte in Mülheim a. d. Ruhr ausgeführt worden sind. Dabei ergaben sich an sogenannten Normalrohren (§ 238) bei 2,62 m Stützweite folgende Einzelbruchlasten:

Lichtweite cm	Einzelbruchlast kg	Gleichwertige gleich- förmig verteilte Last für 1m/kg
8,0	1400— 1770	1068— 1351
10,0	2060— 2780	1572— 2122
12,5	2930— 4120	2237— 3145
17,5	7350— 9200	5610— 7023
20,0	10140—13280	7740—10137

Die Zunahme der Bruchbelastungen findet hiernach in einem etwas geringeren Verhältnis als $\left(\frac{d_1}{d}\right)^2$ statt.

§ 257. Prüfungen von Thonrohren haben sich zunächst auf die äußere Beschaffenheit zu richten, die teils durch Augenschein, teils durch Messungen ermittelt wird. Die Glasur darf keine Lücken oder zusammengelaufene Stellen zeigen, muß ohne Sprünge, glatt und auf der ganzen Oberfläche von einigermaßen gleicher Färbung sein. Es dürfen keine Einlagerungen in die Thonmasse (die sich außen in

der Regel als beulige oder knollige Stellen zeigen, von welchen radial verlaufende Sprünge ausgehen), vorkommen. An dem Zusammentritt der Muffe mit dem Rohr dürfen keine Risse, insbesondere keine solchen, die senkrecht zur Rohrachse verlaufen, wahrzunehmen und beide Rohrenden müssen im wesentlichen unbeschädigt, d. h. frei von durch Stoß u. s. w. verursachten Beschädigungen sein. Der Querschnitt der Rohre darf von der Kreisform nur geringe Abweichungen zeigen und innerer und äußerer Kontur des Querschnitts müssen konzentrisch sein, so daß die Wandstärke überall möglichst dieselbe ist. In der Längenrichtung darf das Rohr an allen Seiten von der Geraden nur wenig abweichen. Es sind in Verträgen über Rohrlieferungen Vorschriften über die zulässigen Abweichungen von der Kreisform und von der Geraden aufzunehmen, wobei jedoch überstrenge Anforderungen vermieden werden müssen, da diese entweder erhöhte Preisforderungen zur Folge haben oder zu der Notwendigkeit führen, eine Ware anzunehmen, die hinter den Vertragsbedingungen mehr oder weniger weit zurückbleibt.

Hinsichtlich der Beschaffenheit der Masse ist schon in dem Klange des Rohrs beim Anschlagen mit einem harten Gegenstande ein gutes Kennzeichen gegeben; der Klang muß „hell“ sein. Genaueres ermittelt man durch die Gewichtszunahme, welche ein in Wasser gelegter Scherben in einer gewissen Zeit erfährt. Ein Beweis für gute Beschaffenheit der Masse ist es, wenn bei 24ständigem Liegen in Wasser ein Scherben nicht mehr als 3% Gewichtszunahme aufweist; meist wird eine größere Wasseraufnahme beobachtet. — Ob die Masse des Scherbens säurefest ist, wird am sichersten dadurch ermittelt, daß man einen Scherben fein pulverisiert und das Pulver 24 Stunden lang der Einwirkung einer 10prozentigen Salzsäure- oder Salpetersäurelösung aussetzt und danach den Gewichtsverlust ermittelt, den die trockene Masse erlitten hat. — Die Probe kann auch in der abgeänderten Weise ausgeführt werden, daß man den Scherben selbst in die Säurelösung bringt; diese Probeweise liefert gleichzeitig Aufschluß über das Verhalten der Glasur gegen Säuren. Noch weiter reichende Ergebnisse erzielt man, wenn man den Scherben nicht voll in die Säurelösung eintauchen, sondern etwa zur Hälfte aus derselben heraustreten läßt. Endlich kann man auch den Versuch in der Weise anstellen, daß man den Scherben den Dämpfen von Salpetersäure aussetzt, indem man ihn unter eine Glocke bringt, die auf einer Schale mit rauchender Salpetersäure steht. Bei allen diesen Proben, deren Dauer auf eine Reihe von Tagen zu bemessen ist, muß die Glasur unangegriffen bleiben, darf höchstens eine gewisse Trübung des Glanzes zeigen. Uebrigens ist hinzuzufügen, daß in Kanalwassern mehrprozentige Säurelösungen nicht vorkommen, daß andererseits aber die Einwirkung saurer Wasser dauernd stattfindet.

Prüfungen von Thonrohren auf inneren Druck mögen für Kanalisationssleitungen geringere Bedeutung als für Wasserleitungen haben, weil bei ersteren die Beanspruchungen auf inneren Druck immer in engen Grenzen bleiben. Wenn aber auch Thonrohre höherem Drucke gewachsen sind, so ist dies nicht von besonderem Wert, weil die bisher meist üblichen Dichtungen aus Teerstrick und Thonschlag höhere Drücke als 3—5 m Wassersäule nicht aushalten. Da sich aber neuerdings an Stelle der genannten Dichtung andere, mehr haltbare einbürgern, so mag in Zukunft die Prüfung auf inneren Druck erhöhte Bedeutung gewinnen. Wasserleitungen aus Thonrohren von geringer Weite (etwa 10—12,5 cm) haben sich, wenn der dauernde innere Druck etwa 1 Atmosphäre nicht übersteigt, mehrfach bewährt, Leitungen von größeren Weiten jedoch nicht immer. Diese Thatssache findet ihre Erklärung in den im § 241 gemachten Angaben und eine Bestätigung durch Versuche, die auf den Königl. Versuchsanstalten in Charlottenburg mit Thonrohren der deutschen Thonröhren- und Chamottefabrik zu Münsterberg i. Schl. angestellt worden sind.

Dort wurden Thonrohre von 20—80 cm Weite Prüfungen auf inneren Druck unterworfen, und man fand dabei folgende Zahlen:

Rohrweite cm	Wandstärken cm	Anzahl der Probestücke	Druck beim Bruch; Atmosphärenzahl n	Zugspannung s , berechnet aus den Mitteln für 1 qcm Quer- schnitt nach der Formel: $s = \frac{n d}{2 \delta}$
20	1,9	3	22,5—27,5	127 kg/qcm
30	2,5	3	15	90 "
45	3,4	3	8—9	55,1 "
48	3,6	3	7—11	60 "
60	4,0	2	4,5—5	35,6 "
80	5,7	1	4,5	31,6 "

Die in den Endzahlen hervortretende Regelmäßigkeit ist sehr befriedigend. Die Bruchzahlen nehmen etwa in dem Maße ab, als der Rohrdurchmesser wächst, doch in stärkerem Verhältnis als die Wandstärke δ zunimmt. Denn es finden sich nach den (umgekehrten) Verhältnissen der Durchmesser, beziehungsweise der Wandstärken berechnet folgende Bruchzahlen (kg):

$$\begin{aligned}
 &\text{für } 20 \text{ cm Rohrweite } \frac{20}{20} 127 = 127 \text{ bzw. } \frac{1,9}{1,9} 127 = 127 \\
 &, 30 , , \frac{20}{30} 127 = 85 , \frac{1,9}{2,5} 127 = 96,5 \\
 &, 45 , , \frac{20}{45} 127 = 56 , \frac{1,9}{3,4} 127 = 70 \\
 &, 48 , , \frac{20}{48} 127 = 53 , \frac{1,9}{3,6} 127 = 67 \\
 &, 60 , , \frac{20}{60} 127 = 42 , \frac{1,9}{4,0} 127 = 60 \\
 &, 80 , , \frac{20}{80} 127 = 32 , \frac{1,9}{5,7} 127 = 42 .
 \end{aligned}$$

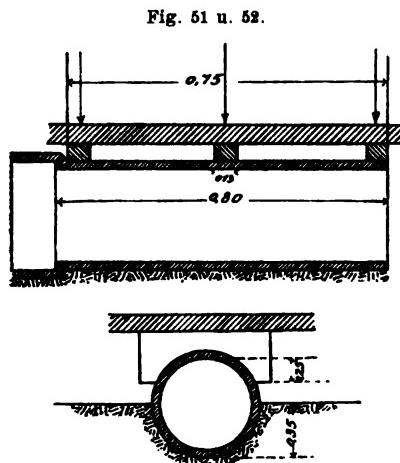
Je größer also die Weiten der Thonrohre, um so stärker sind sie durch inneren Druck gefährdet. Der Grund für diese Erscheinung liegt in der Rohrweite selbst, d. h. in der flacheren Krümmung oder dem größeren Halbmesser der Form, durch welchen die auftretenden Zugspannungen vergrößert werden. Vermehrung der Wandstärke bis dahin, daß weite Rohre einen gleichen Widerstand gegen inneren Druck äußern als enge, dürfte — aus Fabrikationsrücksichten — nicht angängig sein.

Prüfungen von Thonrohren auf äußeren Druck werden in verschiedener Weise ausgeführt und liefern dabei wesentlich verschiedene Bruchzahlen, die nicht miteinander vergleichbar sind.

Eine Versuchsanordnung besteht darin, daß das Rohr zur ganzen Tiefe in den Boden fest eingebettet und bis zu einer gewissen Höhe überschüttet wird. Es wird alsdann, um Gleichmäßigkeit in der Lastverteilung zu erzielen, ein Brett von der Länge gleich derjenigen des Rohrs (ohne Muffe) aufgelegt, welches die Belastung aufnimmt. Diese Prüfungsweise liefert die höchsten Bruchzahlen, weil der äußere Druck des umgebenden Erdreichs der Formveränderung des Rohres entgegenwirkt und auch die Belastung zum Teil auf Zusammendrückung des Bodens verwendet wird. Das gewonnene Bild ist daher unrein; immerhin ist dieser Prüfungsweise

der Vorzug eigen, daß sie den Verhältnissen, unter welchen das Rohr sich später befindet, am nächsten kommt.

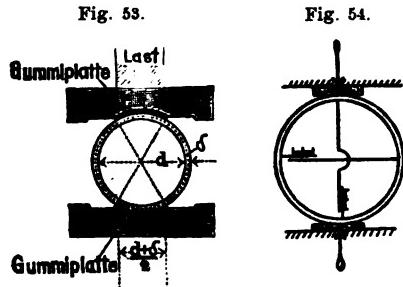
Bei einer zweiten Versuchsanordnung wird das Rohr bis zu halber Höhe fest eingebettet, und es werden alsdann quer zu seiner Längsnachse 3—4 hölzerne Lattenstücke aufgelegt, die gemeinsam einen Belag tragen, der die Belastung aufnimmt; die Muffe bleibt unbelastet. Diese Anordnung ist in Fig. 51 u. 52 dargestellt; sie liefert bei der stattfindenden Mitwirkung des Bodens ebenfalls Zahlen, welche höher sind, als die bei Nichteinbettung des Rohres gewonnene. Bei zwei Münsterberger Rohren von 70 cm Weite wurden in dieser Weise bezw. 6924 und bezw. 9348 kg Bruchbelastung ermittelt.



und Dicke der Gummizwischenlagen beeinflußt wird; je größer und stärker dieselben genommen werden, um so höher fällt die Bruchlast aus. Versuche, die bei der Berliner Kanalisation mit Rohren aus der deutschen Steinzeugwarenfabrik in Friedrichsfeld ausgeführt wurden, ergaben folgende Bruchzahlen:

48 cm weite Rohre bei 6 Versuchen 4360 kg i. M. und 3400—5190 kg als Grenzwerte
60 " " " 3 " 3750 " " " 3411—4303 " "

Eine vierte Anordnung, welche von den Königl. Versuchsanstalten in Charlottenburg benutzt wird (Fig. 54), verwendet zwei 10 cm breite kieferne Langhölzer, zwischen welchen das Rohr durch einschiebbare kleine Keile aus Weichholz festgehalten wird. Der Druck auf die Langhölzer geht von einer Wasserdruckpresse aus. Da derselbe ohne Zwischenlagen und nur in einem ganz schmalen Streifen wirkt, da freies Ausweichen der Rohrform nach beiden Seiten hin stattfinden kann, ist diese Prüfungsweise die schärfste unter allen, muß daher die niedrigsten Bruchzahlen liefern.



Diejenige Last p_s , die, in der Scheitellinie eines Rohres wirkend, dieselbe Beanspruchung hervorbringt wie eine gleichförmig über die ganze Rohrbreite verteilte Last, ergibt sich nach Gleichung 8 im § 235 zu:

$$p_s = 5000 \left(0,2 h d_1^2 + 1,0 - \frac{h}{t_r} \right).$$

Eine nach dieser Gleichung ausgeführte Probebelastung würde aber, wenn sie ausgebahlt wird, mehr als genügende Sicherheit erweisen, weil bei der über die ganze Rohrbreite verteilten Belastung die Beanspruchung des Rohrquerschnitts auf Formänderung wahrscheinlich geringer ist, als die Beanspruchung auf letztere, wenn die Belastung in der Scheitellinie konzentriert wirkt. Andererseits ist aber die

Belastung in einer Linie praktisch nicht ausführbar, da sich die Last immer auf einen mehr oder weniger breiten Streifen im Rohrscheitel verteilen wird. Die Breite dieses Streifens nimmt mit dem Rohrdurchmesser zu; es ist daher auch die Prüfung durch Scheitelbelastung für enge Rohre schärfer als für weite.

An Friedrichsfelder Steinzeugrohren wurden in den Charlottenburger Versuchsanstalten folgende Bruchzahlen bei Belastung in der Scheitellinie ermittelt:

Rohrweite cm	Wandstärke cm	Bruchlast kg
17,5	2,0	2500
45,0	3,5	2350
48,0	3,6	3100
50,0	3,7	3000
80,0	4,0	2050
100,0	4,5	2500

und an Münsterberger Thonrohren an derselben Stelle bei:

Rohr- weiten cm	Wand- stärken cm	Bruchlasten (Mittel aus 3 Versuchen) kg	Grenzen kg
20,0	1,9	2389	2804—2943
30,0	2,5	2340	1992—2688
45,0	3,4	2378	1760—3036
48,0	3,6	2069	1644—2456
60,0	4,0	2283	2250—2350
80,0	5,7	2367	2200—2500

Die vorstehenden Zahlenreihen weisen befriedigende Regelmäßigkeit auf, enthalten übrigens mit Bezug auf die im vorhergehenden Paragraphen behandelte Frage: ob gegen äußeren ruhenden Druck die Rohre von größeren Weiten weniger sicher sind als enge Rohre, keine sicher stehende Entscheidung. Diese muß aber nach praktischen Erfahrungen, welche vorliegen, bejaht werden. Möglich bleibt indes, daß bei den relativ leichten Zerstörungen, welche an Leitungen von größerer Weite beobachtet sind, zuweilen innerer Druck beteiligt ist; auch mögen bei stoßweise wirkenden Belastungen Thonrohre sich erheblich anders verhalten als bei ruhenden.

Wenn aber dieselben Rohre — wie es hier der Fall ist (s. S. 393) — bei Prüfungen auf inneren Druck für die größeren Kaliber geringere Stärken erweisen als die kleineren, während die Prüfungen auf äußeren Druck ein Bild ergeben, das mit jenen nur ganz im allgemeinen übereinstimmt, doch undeutlich ist, so ist der Schluss berechtigt, daß die größeren Kaliber auch gegen äußeren Druck die schwächeren sind. Und dies gilt umso mehr, als die Prüfung auf inneren Druck weniger mit Zufälligkeiten behaftet ist, als die Prüfung auf äußeren. Es kann daher die Frage aufgeworfen werden: ob man zur Gewinnung eines sicheren Urteils über Thonrohre, die auf äußeren Druck beansprucht werden, nicht der Prüfung auf inneren Druck den Vorzug geben soll? Zur sicheren Beantwortung derselben müssen aber erst viel zahlreichere Versuche als die bisherigen ausgeführt werden.

Wenn die Rohre von überall gleichmäßiger Beschaffenheit sind, so findet sowohl bei innerem als äußerem Druck die Zerstörung in der Weise statt, daß dieselben der Länge nach aufspalten, und zwar zunächst in der Sohle, etwas später im Scheitel und danach auch wohl in dem wagrecht liegenden Durchmesser.

Auf den Münsterberger Werken sind zwei Versuche mit eiförmigen Thonrohren von 90/60 cm Weite, 0,75 m Länge (ohne Muffe) und 46 mm Wandstärke in der oben als Versuchsanordnung 2. bezeichneten Weise (feste Einbettung bis zu halber Höhe in den Boden und Verwendung von drei Sattelstücken) ausgeführt worden.

Die Zerstörung fand durch Entstehung eines Risses im Scheitel bei Belastungen von beziehungsweise 10 707 und 10 848 kg statt. Danach scheint die Eiform gegen äußeren von oben aus senkrecht wirkenden Druck widerstandsfähiger zu sein, als die Kreisform, was sich wohl aus der geringeren Länge der Halbmesser, die für den oberen und unteren Teil der Anrechnung benutzt werden, erklärt.

§ 258. Während bei Thonrohren meist schon der Augenschein zu einem — ziemlich verlässbaren — Urteil über die Beschaffenheit genügt, ist dies bei Cementrohren nicht der Fall, weil es unmöglich ist, aus dem äußeren Ansehen oder der Beschaffenheit der Bruchfläche von Cementrohren auf die Beschaffenheit der Ware einen Schluß zu ziehen. Prüfungen einfacher, aber nur ungenügende Gewähr bietender Art sind folgende:

a) Untersuchung des zu den Rohren verwendeten Mörtels nach den Normen für die Prüfung von Portlandcement. Die Prüfung hat wenig Bedeutung, weil sie nur Aufschluß über die Beschaffenheit des Cements gibt, dagegen keinen Aufschluß über seine Leistung, wenn er mit Zuschlägen anderer Art als der bei der Normenprüfung benutzten verwendet und in anderer Weise als bei der Normenprüfung verarbeitet ward.

b) Lösen von Steinstücken oder Kieskörnern aus der Rohrmasse durch Ansäubern mit einem Hammer; diese Prüfungsweise liefert sehr unbestimmte Ergebnisse.

c) Einschlagen von Löchern oder Abtrennen von größeren Stücken, unter Gebrauch von Hammer und Meißel. Dieser Prüfungsweise ist eine etwas größere Bedeutung nicht abzusprechen.

Prüfungen mehr eingehender Art, die auch bestimmtere Ergebnisse liefern, sind folgende:

1. Der Beton (Cementmörtel) soll bei einer nach den Normen ausgeführten Prüfung nach 10tägiger Erhärtung mindestens 3 kg Zugfestigkeit und 30 kg Druckfestigkeit, nach 28 Tagen aber 12 kg Zugfestigkeit und 120 kg Druckfestigkeit ergeben.

2. Prüfung auf inneren Druck mit höchstens 2 Atmosphären; dabei dürfen keine Risse entstehen. Bei 0,6 Atmosphären Druck darf noch kein Wasserdurchtritt durch die Rohrwand stattfinden.

3. Belastung des mit 1 m Stützweite frei aufgelegten Rohres in halber Länge mit 1200 kg oder einer gleichmäßig verteilten Last von 2400 kg. Diese Probe sind enge Rohre unter etwa 25 cm Weite nicht gewachsen. Bei größeren Weiten als 25 cm darf man größere Belastungen als 1200 bzw. 2400 kg aufbringen.

4. Freie Auflagerung des Rohres und gleichmäßig verteilte Belastung desselben auf 1 m Länge und 1 cm Rohrbreite mit 50 kg.

5. Lagerung des Rohres auf einer Sandschüttung und Aufbringen von 5000 kg Belastung in gleichförmiger Verteilung auf 1 qm Horizontalprojektion des Rohres. Diese Probe ist erheblich weniger streng als die unter 4. angegebene.

Die Proben zu 4. und 5. können unter Verwendung von sattelförmigen Hölzern, oder auch eines der Länge nach auf dem Rohr festgelegten Bohlenstücks ausgeführt werden, wie bei der Prüfung von Thonrohren.

6. Einlegen des Rohres in einen Kasten aus starken Hölzern, wobei das Rohr mit Sand unter- und überfüllt wird. Alsdann Auflegen eines „willig“ gehenden Holzdeckels, den man mit 80—100 kg auf 1 m Länge und 1 cm Rohrbreite belastet. Diese Probungsweise schließt sich den Verhältnissen, unter welchen die Rohre zu wirken haben, am nächsten an.

Mehr oder weniger roh, und deshalb ein klares Bild von der Rohrbeschaffenheit nicht ergebende Proben sind folgende:

7. Einige Rohre werden so weit in den Boden fest eingebettet, daß die Oberkante mit der Bodenoberfläche in gleicher Höhe liegt. Alsdann läßt man die Räder eines beladenen Fuhrwerks der Länge nach über die Rohre fortgehen.

8. Einige Rohre werden in den Boden eingesenkt und 0,3—0,4 m hoch mit Boden überschüttet. Danach läßt man ein schwer beladenes Fuhrwerk in der Querrichtung über die Rohre fortgehen.

9. 2,0—2,5 m tiefe Einbettung der Rohre in den Boden und Uebergang einer Dampfstraßenwalze über dieselben.

Es darf auch hier nicht unterlassen werden, hinzuzufügen, daß es sich, da die verschiedenen Prüfungsweisen verschiedene, untereinander nicht vergleichbare Ergebnisse liefern, daher empfehlen würde, bei den Prüfungen einerlei Verfahren einzuhalten. Als einheitliches, den Zufälligkeiten am meisten entkleidetes Verfahren kann die Belastung zwischen zwei Bohlen oder Langhölzern, wie in § 257 angegeben ist, bezeichnet werden. Durch Einbettungen in Sand zu mehr oder weniger Tiefe läßt sich das Prüfungsergebnis bedeutend beeinflussen *). Im übrigen ist hinsichtlich der Größe der anzuwendenden Probelast und der Bedeutung derselben auf dasjenige zu verweisen, was in dem eben angezogenen § 257 bei der Prüfung von Thonrohren angeführt worden ist.

Prüfungen von Cementrohren auf inneren Druck dürfen nicht über etwa 2 Atmosphären hinausgehen; selbst bei den Cementrohren mit Eiseneinlagen wird sich die Einhaltung dieser Grenze empfehlen, da bei höheren Drücken die Rohrwand stärker wasserdurchlässig werden könnte. Auch müssen Cementrohre bis zum Tage der Prüfung das Alter von 4—6 Wochen erreicht haben, da der Cement erst in dieser Zeitdauer den überwiegenden Teil seiner Festigkeit erreicht. Kanäle, die in der Baugrube hergestellt werden, müssen aus demselben Grunde einige Zeit in der Form stehen bleiben; bei der Prüfung derselben auf inneren Druck ist es am zweckmäßigsten, die Enden der geprüften Stücke durch Mauerung zu verschließen.

Bei der unzureichenden Verlässlichkeit, die den bei Prüfungen von Cementrohren und -Kanälen erlangten Ergebnissen nur zukommt, empfiehlt es sich dringend, die Sicherheit gegen ungünstige Erfahrungen weniger in Prüfungsergebnissen solcher Rohre als in der Person des Fabrikanten, beziehungsweise des Unternehmers von Betonbauten und in den Einrichtungen, über welche derselbe verfügt, zu suchen und Erzeugnisse noch nicht bewährter Fabriken oder Arbeiten von unbekannten Unternehmern nur unter Auflage einer Gewährzeit von 2—3 Jahren zuzulassen.

Im übrigen ist hier noch hinzuzufügen, daß der internationale Verein für Materialprüfungen der Technik die Festsetzung einheitlicher Normen für Röhrenprüfungen in Bearbeitung genommen hat. Zur Zeit sind indes abschließende Ergebnisse der betreffenden Verhandlungen noch nicht bekannt.

§ 259. Prüfungen von künstlichen und natürlichen Steinen auf Druckfestigkeit werden in der Regel an Würfeln von nur 10 cm Seitenlänge mit genau bearbeiteten Seitenflächen ausgeführt. Dieser Prüfungsmodus und die besondere Sorgfalt, welche auf die Herstellung und Behandlung (Aufbewahrung) der Probekörper verwendet wird, entfernt sich aber so weit von den Verhältnissen, unter welchen die Bausteine in der Praxis behandelt und beansprucht werden, daß eine

*) Näheres über Prüfungen von Cementrohren, sowie über die Ausdehnung, in welcher Cementrohre bisher Eingang bei Stadtkanalisationen gefunden haben, ist zu entnehmen aus: Gary, Urteile aus der Praxis über die Verwendung von Cementrohren; zusammengestellt im Auftrage des Vereins deutscher Portlandcementfabrikanten. Stettin 1895. — Weitere Mitteilungen sind enthalten in: Thonindustriezeitung 1878 u. 1893; Deutsche Bauzeitung 1882 ff., und Centralblatt der Bauverwaltung 1884 ff.

unmittelbare Uebertragung der Prüfungsergebnisse auf Konstruktionen unzulässig erscheint. Es muß, um dem Einfluß der Ungleichheit Rechnung zu tragen, mit außergewöhnlich hohen Sicherheitskoeffizienten: 20—25, und vielleicht noch darüber, gerechnet werden. Bei Beurteilung dieser Zahl will außer demjenigen, was angeführt worden ist, noch der Umstand beachtet sein, daß alle Gesteine in nassem Zustande geringere Festigkeit aufweisen, als im lufttrockenen. Die Verminderung beträgt bei den sogenannten schweren natürlichen Gesteinen (Granit, Grauwacke, Basalt, Quarzgesteinen u. s. w.) 2—4 %, bei Kalksteinen etwa 6 % und bei Sandsteinen etwa 3 %. Eine gewisse, aber ebenfalls nicht bedeutende Festigkeitsverminderung wird auch durch Frost hervorgebracht.

Eine große Reihe von Versuchen über Druckfestigkeit von natürlichen Steinen in lufttrockenem und in wassergesättigtem Zustande, sowie nachdem dieselben einer bis — 11—15° gehenden Frostprobe unterworfen waren, ist von den königlichen technischen Versuchsanstalten in Berlin nach einheitlichem Verfahren ausgeführt. Aus der darüber im Jahrgang 1892 der „Mitteilungen“ aus den genannten Versuchsanstalten gemachten Veröffentlichung sind die folgenden Durchschnittszahlen berechnet:

Gesteinsarten	Wasseraufnahme in		Verlust durch Ab- nutzung bei Schleif- versuchen ccm	Druckfestigkeitsgrenzen kg/qcm		
	5 Stunden %	125 Stunden %		lufttrocken	naß	nach dem Gefrieren
Granit, Hornblendege- steine, Syenit, Grün- stein, Porphyre, Tra- chyt, Basalte, Gneis, Hornstein	0,34	0,43	7,9	1316—4837	1301—4791	1060—4729
Thonschiefer	0,86	0,65	24,4	1197—1980	1146—1929	1115—1829
Kalksteine, Marmor . .	2,36	2,92	41,8	203—1937	174—1882	139—1839
Sandsteine	3,23	3,61	33,1	270—8758	260—3784	248—3742

Die hier gegebenen Grenzzahlen sind Mittelwerte, die im allgemeinen aus je 10 Versuchen gewonnen wurden. Die wirklichen Grenzen liegen daher noch weiter und teilweise sogar viel weiter auseinander als die mitgeteilten. Die Zahlen ergeben, daß zwischen der Abnutzung und der Festigkeit, wie ebenso zwischen der Wasseraufnahme und der Festigkeit Beziehungen stattfinden, die aber für die einzelnen Gesteinsarten ungleich sind.

§ 260. Beton wird dicht (satt), wenn der Hohlräum zwischen Kies oder Steinschlag mit Mörtel vollständig gefüllt und darüber hinaus ein Zuschlag von 5—15 % für satte Umhüllung der Kieskörner oder Steinschlagstücke gegeben wird. Man kann jedoch dichten Beton mit geringeren als diesen Mörtelmengen dadurch herstellen, daß man in die Masse Einpackungen aus größeren Stücken macht, wofür jedoch eine größere Stärke der Konstruktion, eine gewisse Massigkeit derselben Voraussetzung ist. In demselben Verhältnis, in welchem durch die Einpackungen die Betonmenge verringert wird, verringert sich auch für gleiche Dichtigkeit die Mörtelmenge. Um Wasserdichtheit von Beton zu erzielen, ist ein Zusatz von etwas Fettkalk oder hydraulischem Kalk zum Mörtel zweckmäßig (vergl. § 250).

Für die Festigkeit von Beton ist die Beschaffenheit des Zuschlags (Kies oder Schotter) in höherem Grade maßgebend, als die Mörtelmenge; daher kann sogenannter magerer Beton, d. h. Beton mit einem hohen Anteil des Zuschlags

höhere Festigkeit besitzen, als Beton mit geringem Anteil des Zuschlags. Voraussetzungen dafür sind: daß der Zuschlag höhere Festigkeit als der Mörtel besitzt, daß die Oberflächenbeschaffenheit des Zuschlagmaterials die „Verkittung“ durch den Mörtel begünstigt, daß die Zuschläge frei von verunreinigenden Beimischungen sind, daß alle Körner satt miteinander in Berührung treten und möglichst dicht aneinander lagern. Hieraus erhellt die Bedeutung des Stampfens, wodurch die Festigkeit bis etwa auf das Doppelte der Festigkeit von bloß „geschüttetem“ Beton erhöht werden kann. Ob Kies oder Schotter (Steinschlag) mit Bezug auf die Festigkeit des Betons den Vorzug verdient, ist eine noch unentschiedene, aber vielleicht überhaupt nicht entscheidbare Frage. Im allgemeinen scheint es, daß Schotter höhere Festigkeiten giebt als Kies; für dünnwandige Bauten wird aber nur Kies geeignet, und in der Regel auch billiger sein als Schotter.

Als Druckfestigkeitszahlen für Cementbauten, die teils an Würfeln von 10 cm, teils an solchen von 20 cm Seitenlänge gewonnen sind, hat man, wenn der Cementanteil (Rtl.) durchgängig = 1 angenommen ist, bei der Zuschlagsmenge an Sand, Kies oder Steinschlag oder auch Kies aus grobem und feinem Korn bestehend, gefunden:

Zuschlagmenge	Druckfestigkeit kg/qcm	Zuschlagmenge	Druckfestigkeit kg/qcm
4½ Rtl.	229—267	10½ Rtl.	109—186
5 ,	110	12 ,	51—164
6 ,	100—238	13 ,	92—181
7 ,	60—170	15 ,	80—129
7½ ,	115—160	16 ,	35—121
8 ,	58—117	18 ,	83
9 ,	18—360	20 ,	28
9½ ,	108		
10 ,	70		

Die Zahlen sind, weil die Anzahl der zu Grunde liegenden Versuche nicht für alle dieselbe ist, nicht gleichwertig; immerhin bestätigen sie das, was oben über den vorwiegenden Einfluß des Zuschlagmaterials ausgesprochen ist. Sie zeigen außerdem, daß selbst magerer Stampfbeton bei sorgfältiger Bereitung Druckfestigkeiten liefern kann, die nicht hinter der Druckfestigkeit mancher Sandsteinarten zurückbleiben.

Die Zugfestigkeit von Cementbeton hängt durchaus von der Zugfestigkeit des Mörtels ab, die durch einfache Versuche an Mörtelproben zu bestimmen ist. Mörtel 1 : 3 liefert nach 28-tägiger Erhärtung bei guter Sandbeschaffenheit 10—25 kg/qcm Zugfestigkeit, die angegebene obere Grenzzahl aber nur ausnahmsweise. Uebrigens ist stark gesteigerte Zugfestigkeit kein Beweis, daß der Cement in sonstiger Hinsicht gute Eigenschaften besitzt.

Ueber die scheinbare, nach den Formeln $K = \frac{Pl}{4W}$ bzw. $K = \frac{pl^3}{8W}$ berechnete Biegungsfestigkeit (Kantenspannung) von Cementbetonkörpern sind bisher nur wenige Zahlen bekannt geworden; sie bewegen sich je nach den Mischungsverhältnissen und nach den Formen der geprüften Körper zwischen 6 und 40 kg/qcm.

Die Scherfestigkeit von Cementbeton scheint im allgemeinen um ein Geringes, bis zu etwa 30 %, größer zu sein, als die Zugfestigkeit; die bisher dazu vorliegenden wenigen Zahlen weisen aber Widersprüche unter sich auf, die auf einen großen Einfluß der Körperform hindeuten.

Die Haftfestigkeit (Adhäsionsfestigkeit) von Cementmörtel an natürlichen und künstlichen Steinen ist größer als die Zugfestigkeit desselben Mörtels.

Hinsichtlich der Abnutzungsfestigkeit von Betonmörtel scheint es nach den Ergebnissen der bisherigen Versuche, daß ein näherer Zusammenhang zwischen derselben und der Zugfestigkeit nicht besteht. Aus letzterer können daher keine sicheren Schlüsse auf den Widerstand, den eine Mörtelprobe gegen Abnutzung durch Reibung leisten wird, gezogen werden. Fest steht aber wohl, daß Cementmörtel ohne Sandzusatz in Bezug auf Abnutzung den Mörteln mit Sandzusatz, wenn letzterer bis zu etwa $3\frac{1}{2}$ Rtle. geht, nicht überlegen ist.

Durchnässung bewirkt auch bei erhärtetem Cementmörtel eine gewisse Festigkeitsverminderung. Die Druckfestigkeit kann bis auf etwa $\frac{2}{3}$ herabgehen; die Abnahme beträgt i. M. aber nur 10—20%; ob bei den übrigen Festigkeitszahlen das Verhältnis dasselbe ist, läßt sich nicht angeben.

Frost ist auf die Druckfestigkeit von erhärtetem Cementmörtel ohne Einfluß; wassergesättigte und dann der Frostprobe unterworfenen Mörtelkörper zeigten keine größere Festigkeitsverminderung als diejenige, die durch die Durchnässung hervorgerufen wird. Frisch angefertigter oder erst wenig erhärteter Cementmörtel erleidet aber durch Frost leicht große Festigkeitsverminderung bis zu völliger Zerstörung des Zusammenhangs. Je feuchter der Mörtel angemacht war, um so stärker macht sich die Schädigung geltend.

Bei den Schwankungen, welche Cement- und Betonkonstruktionen je nach den Mischungsverhältnissen, nach der Beschaffenheit der Zuschläge, nach der Temperatur, bei welcher die Herstellung erfolgt, endlich nach dem Grade der Sorgfalt, der auf die Herstellung verwendet ward, aufweisen, ist in Bezug auf den Gebrauch von Festigkeitszahlen ganz besondere Vorsicht geboten und anzuraten, für gewöhnlich mit noch niedrigeren Zahlen zu rechnen, als im § 244 angegeben sind. In Fällen, in welchen es auf absolute Sicherheit ankommt, ist es geboten, die zu benutzenden Festigkeitszahlen aus den Ergebnissen erst anzustellender Prüfungen zu entnehmen. —

§ 261. Bei Ziegelsteinen handelt es sich um Prüfungen: a) auf Druckfestigkeit, und zwar sowohl im lufttrockenen als im wassergesättigten Zustande, als nach Ausführung einer Frostprobe, b) auf Abnutzbarkeit und c) auf Wasseraufnahme. Daneben sind bei genaueren Untersuchungen die Härte des Steins an der Außenfläche (nach der Mohsschen Skala), die Wasseraufnahme, das spezifische Gewicht und der Gehalt der Steine an löslichen Salzen zu ermitteln; letzterer gestattet einen Schluß auf die Wetterbeständigkeit.

Dass zwischen den verschiedenen Eigenschaften — bzw. den Bestandteilen der Ziegel — und der Festigkeit derselben ziemlich enge und leicht übersehbare Beziehungen vorliegen, wird unter anderem durch die Ergebnisse großer Versuchsreihen erwiesen, die in den königlichen technischen Versuchsanstalten zu Berlin angestellt und in dem Jahrgang 1894 der Mitteilungen der genannten Anstalten veröffentlicht worden sind. Um den Ueberblick zu erleichtern, sind die geprüften Ziegel nach ihrer Druckfestigkeit im lufttrockenen Zustande nach drei Gruppen geordnet worden, und zwar:

- a) Ziegel mit mehr als 400 kg/qcm Druckfestigkeit,
- b) " " 250—400 " "
- c) " " unter 250 " "

Nachstehend sind die gefundenen Mittelwerte der Druckfestigkeiten nebst den Grenzwerten mitgeteilt:

Druckfestigkeit kg/qcm		Druckfestigkeit nach voraufgeganger Frostprobe, ausgeführt nach dem Gefrieren an der Luft im Wasser		Spezifi- sches Gewicht	Härte der Oberfläche nach der Mohsschen Skala	Wasseraufnahme in 12 Stunden % 125 Stunden %		Gehalt an löslichen Salzen %
luft- trocken	wasser- haltig							
a) Ziegel mit mehr als 400 kg Druckfestigkeit								
589	564	527	525	2,036	7,8	6,8	7,0	0,134
446—1364	394—1332	366—1228	380—1188	1,634—2,413	5—9,5	0,03—14,8	0,04—15,5	0,006—0,528
b) Ziegel mit 250—400 kg Druckfestigkeit								
320	302	303	296	1,799	5,9	12,5	13,3	0,143
260—399	244—386	257—376	220—349	1,395—2,132	4—8	4,2—24,5	4,9—25,1	0,028—0,436
c) Ziegel mit weniger als 250 kg Druckfestigkeit								
187	179	179	181	1,826	5,6	13,5	14,7	0,302
99—248	86—234	94—252	92—246	1,434—2,200	4—8	5,2—26,8	5,9—27,1	0,016—0,720

Hiernach beträgt die Festigkeitsverminderung, welche durch die Aufnahme von Wasser erfolgt, nur etwa 5—6 %, und auch der Frost übt in den beiden Formen (an der Luft und im Wasser erfolgt) nur einen wenig größeren Einfluß. Der geringeren Druckfestigkeit entspricht geringeres spezifisches Gewicht, verringerte Härte der Oberfläche, Vermehrung der Wasseraufnahme. Infolge Vermehrung des Gehalts an löslichen Salzen tritt verringerte Wetterbeständigkeit ein. Wie eng die Beziehungen unter den genannten verschiedenen Faktoren sind, tritt fast auffällig hervor, wenn man die Zusammenstellung für die Grenzwerte der Druckfestigkeiten ausführt, wie nachstehend geschieht:

Druckfestigkeit kg/qcm		Druckfestigkeit nach voraufgeganger Frostprobe, ausgeführt nach dem Gefrieren an der Luft im Wasser		Spezifi- sches Gewicht	Härte der Oberfläche nach der Mohsschen Skala	Wasseraufnahme in 12 Stunden % 125 Stunden %		Gehalt an löslichen Salzen %
luft- trocken	wasser- haltig							
a) Ziegel mit mehr als 400 kg Druckfestigkeit								
416	394	366	380	1,957	7	4,8	5,3	0,060
1364	1332	1228	1188	2,413	9—10	0,03	0,04	0,068
b) Ziegel mit 250—400 kg Druckfestigkeit								
260	247	258	242	1,689	6	16,2	16,9	0,436
399	318	376	324	2,053	7	4,2	5,3	0,060
c) Ziegel mit weniger als 250 kg Druckfestigkeit								
99	86	94	94	1,688	5	26,8	27,1	0,420
248	234	229	232	1,926	4	6,0	6,4	0,320

Das sicherste Kennzeichen gewährt hiernach neben der Druckfestigkeit die in der Dauer von etwa 5 Stunden erfolgende Wasseraufnahme. Etwas weniger sichere, doch fast gleichwertige Ergebnisse liefern die Bestimmung des spezifischen Gewichts und die Härte der Oberfläche. Die Menge der gefundenen löslichen Salze — deren Bestimmung auch umständlich ist — bietet wenn auch eine gewisse, so doch die am wenigsten verlässbare Unterlage für ein Urteil.

An Hand der vorstehenden Ergebnisse lassen sich als Bedingungen für die Güte von Ziegelsteinen folgende aufstellen: Ziegelsteine bester Beschaffen-

heit sollen im lufttrockenen Zustande eine Druckfestigkeit von nicht unter 400 kg/qcm, ein spezifisches Gewicht von 1,700—2,000, eine Wasseraufnahme in der Dauer von 5 Stunden von nicht über 10 % und einen Gehalt an löslichen Salzen von nicht über 0,15—0,20 % aufweisen. Für Ziegel von guter Beschaffenheit sind zu verlangen: mindestens 250 kg Druckfestigkeit und 1,400—1,700 spezifisches Gewicht, eine größte Wasseraufnahme in 5 Stunden von 10—15 %, und ein Höchstgehalt an löslichen Salzen von 0,2—0,4 %. Ziegel von geringer Beschaffenheit dürfen nicht unter 80 kg Druckfestigkeit, nicht weniger als 1,700 spezifisches Gewicht, in 5 Stunden nicht mehr als 15—25 % Wasseraufnahme und keinen höheren Gehalt an löslichen Salzen als 0,4—0,6 % aufweisen.

Da bei Ziegeln die Grenzwerte der Druckfestigkeit zwischen 1 und etwa 3 liegen, ist auch bei Entscheidung über Festigkeitszahlen ziemlich weitgehende Vorsicht notwendig. —

Ein ungefähres Bild über das Maß der Wasseraufnahme von Ziegeln kann man sich dadurch verschaffen, daß man die zu untersuchenden Ziegel aufrecht in eine Wasserschicht von 1—2 cm Höhe stellt und beobachtet, bis zu welcher Höhe in einer gegebenen Zeit das Wasser vermöge Kapillarwirkung aufsteigt. Das Ergebnis dieser Probe ist indes insofern nicht sicher, als bei der Kapillarwirkung Größe, Form und Zusammenhang der Hohlräume eine große Rolle spielen. — Ebenfalls läßt sich ein gewisses Urteil aus der Zeitspanne gewinnen, innerhalb welcher das in Tropfenform auf einen Ziegel fallende Wasser nach dem Innern des Steines hin verschwindet. Aber dabei kommen Wechsel der Dichte in Betracht, welche der Stein an den verschiedenen Teilen seiner Oberfläche aufweisen kann.

XIII. Abschnitt.

Beziehungen der Kanalgefälle und der Kanalprofile zur Abflussgeschwindigkeit.

1. Kapitel.

Kanalgefälle und Abflußgeschwindigkeit.

§ 262. Der Begriff „Kanalgefälle“ ist nicht übereinstimmend mit dem Begriff „Spiegelgefälle“ oder „hydraulisches Gefälle“, da unter jenem das Sohlengefälle der Kanäle verstanden wird. Wenn Sohlengefälle und Spiegelgefälle nicht parallel sind, so kann ersteres sowohl kleiner als auch größer als letzteres sein. Ist das Sohlengefälle kleiner, so wird die Wassertiefe am oberen Ende der betreffenden Strecke größer; ist es größer, so wird die Wassertiefe an eben dieser Stelle kleiner als am unteren Ende der Strecke sein. Wenn auch bei beiden Zuständen sich Unregelmäßigkeiten im Abfluß ergeben, und bei engen Rohren mangelhafte Ausnutzung des Querschnitts stattfindet, so ist doch der Fall, daß das Sohlengefälle hinter dem Spiegelgefälle zurückbleibt, am ungünstigsten, weil außer der mangelhaften Querschnittsausnutzung in dem oberen Teile des Kanals Sinkstoffablagerungen entstehen.

Je größer der Wasserquerschnitt im Vergleich zum benetzten Umfang, desto größer wird die Geschwindigkeit v , oder desto geringer für gleiche Geschwindigkeit das notwendige Spiegelgefälle. Ein rationell angelegtes Kanalnetz wird daher in den unteren, größere Wassermengen als die oberen führenden Teilen geringere Gefälle aufweisen, als in den oberen Teilen; d. h. es wird die Linie des Spiegelgefälles nach oben hin Konkavität zeigen. Vermöge der Unterbrechung durch Einstiegschächte, sowie durch die Einwirkung der Nebenzuflüsse, ferner durch Aenderungen im Rauhigkeitszustande der Kanalwand wird die Linie des Spiegelgefälles in unterirdischen Kanälen sich kaum jemals mathematisch genau ermitteln lassen, auch nicht kontinuierlich verlaufen, sondern mehr oder weniger unvermittelte Schwellen enthalten.

Außer bei zu geringem Gefälle, ergeben sich unter Umständen auch Ablagerungen bei zu großem Gefälle. Der Grund ist dann der, daß für die Schwebestoffe nicht diejenige Wassertiefe vorhanden ist, bei welcher dieselben frei schwimmend bleiben. Bei mangelnder Schwimmtiefe berühren jene Stoffe die Kanalwand, und werden dadurch an der Weiterbewegung gehemmt. Das Gefälle wird daher nicht nur

durch die Beschaffenheit der Kanalwand, sondern auch durch die Form des Kanalquerschnitts beeinflußt. Je glatter die Kanalwand, je geringeres Gefälle genügt; aber je größer die Schwimmtiefe der Sinkstoffe, um so freier ist man in der Festsetzung des Gefälles, und zwar sowohl nach oben als nach unten hin. Eine gewisse Freiheit in Bezug auf die Disposition über die Gefälle ist aber von großem Wert bei der Planung eines Kanalnetzes, und in diesem Umstande ist der Vorzug begründet, den diejenigen Profilformen haben, in welchen das Wasser mehr der Höhe als der Breite nach zusammengefaßt wird; dies sind im allgemeinen die sogenannten Eiprofile und die diesen ähnlich geformten.

§ 263. Die Stoffe, welche durch die Straßeneinlässe und die in den Gebäuden befindlichen Einlässe (Ausgußbecken, Wasserklosets u. s. w.) den Kanälen zugeführt werden, kann man in die drei Gruppen: Schwimmstoffe, Schwebestoffe und Sinkstoffe einordnen. Als Schwimmstoffe bezeichnet man diejenigen größeren Stoffe, welche, wie Papierreste, Stroh, Haare, die größeren Teile von tierischem Dünger, Blätter, Halme, Zeugreste u. s. w., sich an der Wasseroberfläche schwimmend erhalten. Es ist durch geeignete Einrichtungen dafür zu sorgen, daß diese Stoffe möglichst am Eintritt in die Kanäle gehindert werden, weil sie in Leitungen von geringer Weite bei Richtungsänderungen, in offen stehenden Absperrvorrichtungen u. s. w. leicht Verstopfungen bewirken. — Schwebestoffe sind die in feinerer Verteilung befindlichen mit mehr oder weniger Eintauchungstiefe unter Wasseroberfläche sich fortbewegenden, nicht leicht zu Boden sinkenden Stoffe tierischer und pflanzlicher Herkunft. — Als Sinkstoffe gelten im allgemeinen mineralische Stoffe größerer und feinerer Art, welche vermöge ihres größeren spezifischen Gewichtes selbst bei einiger Wassergeschwindigkeit alsbald oder doch an Stellen, wo kleine Unregelmäßigkeiten der Wasserbewegung stattfinden, zu Boden sinken. Es handelt sich um Sand und Kies, fein zerteilte Gesteinstrümmer, Eisenpartikel u. s. w. Die Verhinderung des Uebergangs der Sinkstoffe in die Kanäle selbst ist wegen der Möglichkeit ihrer Ansammlung an Stellen, wo sie abflußhindernd wirken können, auch wegen der reibenden Wirkungen, die sie auf die Kanalwand ausüben, endlich wegen der Möglichkeit, daß sie gelegentlich — bei verstärktem Abfluß oder bei künstlichen Spülungen der Kanäle — zum unteren Ende des Kanalnetzes gelangen und hier lästig fallen können, fast ebenso wichtig als die Zurückhaltung der Schwimmstoffe.

Da bei der Mitführung, beziehungsweise beim Hängenbleiben von Schwebestoffen und Sinkstoffen neben der Schwere der Stoffe auch die Form eine Rolle spielt, so sind genaue Zahlen darüber, die allein auf dem spezifischen Gewicht der Stoffe basieren, nicht aufstellbar, vielmehr nur Grenzwerte mit ziemlich weitem Zwischenraum. Man hat beobachtet, daß der Niederschlag von Sand sehr rasch erfolgt, wenn die Wassergeschwindigkeit kleiner als 0,003 m ist, daß aber Sand bei der Geschwindigkeit von 0,150 m ebenfalls noch rasch zu Boden sinkt. Feinerer Sand fällt noch bei Wassergeschwindigkeiten bis 0,300 m bald aus. Ist der Sand von größerer Form, so fällt er bei Wassergeschwindigkeiten bis etwa 0,600 m erst nach Zurücklegung eines mehr oder weniger langen Weges aus. — Leichtere Schwebestoffe erhalten sich bei Geschwindigkeiten bis 0,300 m, die leichtesten auch bei größeren Geschwindigkeiten schwimmend.

Indem die in Schmutzwässern mitgeführten Schwebestoffe ein Gemisch von leichten und schwereren Stoffen bilden, läßt sich aus den obigen Zahlen schließen, daß sie zur Mitführung größerer Geschwindigkeiten als 0,3 m bedürfen. Eine höhere als diese Geschwindigkeit ist auch aus dem Grunde notwendig, daß bei sogenannter sperriger Beschaffenheit die Stoffe von der Kanalwand leicht festgehalten werden.

Danach ist festgestellt, daß die Wassergeschwindigkeit mindestens 0,6—0,8 m betragen muß, wenn die Mitführung aller Schwebestoffe gesichert sein soll. Diese Zahlen bedürfen indes noch einer Korrektur mit Rücksicht auf die Größe der Kanäle und der davon abhängenden Möglichkeit, etwaige Abflusshindernisse leicht oder nur mit Schwierigkeiten beseitigen zu können. Hiernach kann man als passend folgende Geschwindigkeiten ansehen:

- 0,9—1,1 m bei engen Rohrkanälen (etwa bis 25 cm Weite),
- 0,7—0,9 m bei mittelweiten desgleichen (25—50 cm Weite),
- 0,5—0,7 m bei besteigbaren Kanälen (von 0,9 m Weite an).

Diese Zahlen setzen ununterbrochenen Abfluß und eine gewisse Tiefe des Wasserstroms voraus. Sie eignen sich also nicht zur Berechnung des Gefälles von Leitungen, in welchen der Abfluß zeitweilig stockt, oder nur in sehr geringen Mengen stattfindet. Wo letzteres der Fall, kann man die Anwendbarkeit der Zahlen dadurch ermöglichen, daß man der Gefälleberechnung die kleinste (nicht die durchschnittliche) sekundliche Wasserführung zu Grunde legt. Wenn, wie es in den Anschlußleitungen der Grundstücke stattfindet, der Abfluß zeitweilig stockt, muß darauf gerechnet werden, daß später folgender, verstärkter Abfluß bereits stattgefundene Ablagerungen von Sink- und Schwebestoffen wieder mit fortnimmt. In Straßkanälen, die für Aufnahme von Regenwasser eingerichtet sind, bewirken stärkere Regenfälle die Mitnahme von in den Zwischenzeiten erfolgten Ablagerungen. Bei der Unregelmäßigkeit aber, die in der zeitlichen Verteilung der Regenfälle stattfindet, ist hierauf wenig zu rechnen, wogegen eine eingerichtete künstliche Spülung allerdings geeignet sein kann, Ablagerungen immer nach kurzer Zeit wieder zu beseitigen und einen Ausgleich für unzureichendes Gefälle zu bieten.

§ 264. Bei besteigbaren Kanälen äußert die Rücksicht auf Begehbarkeit derselben durch Arbeiter einen gewissen Einfluß auf das Gefälle, selbstverständlich aber nur bei solchen Kanälen, die dauernd Wasser führen, und nicht, wie Regenkanäle oder Notauslässe, zeitweilig trocken liegen. Erfahrungsmäßig ist in fließendem Wasser das Gehen bei Gefällen der Kanäle von $\frac{1}{33}$ schon erschwert, bei Gefällen von $\frac{1}{30}$ schon stark erschwert und bei Gefällen von $\frac{1}{15}$ in längeren Strecken kaum noch möglich. Hierbei spielen allerdings die Weite — namentlich aber die Höhe — der Kanäle und die Gestalt der Sohle eine Rolle. Jedenfalls ist bei der Sohlengestaltung auf die Sicherung der Arbeiter Rücksicht zu nehmen.

§ 265. Es liegt nahe, die in einem bestimmten Falle passenden Kanalgefälle aus der allgemeinen Geschwindigkeitsformel:

$$v = k \sqrt{\delta} \sqrt{\frac{F}{u}}, \text{ bzw. } \delta = \frac{v^2}{k^2 \frac{F}{u}}$$

oder der daraus folgenden:

$$Q = F k \sqrt{\delta} \sqrt{\frac{F}{u}}, \text{ bzw. } \delta = \frac{Q^2}{k^2 F^2 \frac{F}{u}}$$

zu ermitteln. Indessen ist dieser Weg so gut wie ausgeschlossen, weil die in den Formeln enthaltene Konstante k von v oder δ , oder von dem Quotienten $\frac{F}{u}$, oder von δ und gleichzeitig von $\frac{F}{u}$ abhängig ist (vergl. die weiterhin zu besprechenden

Formeln von Prony, Weißbach, Darcy-Bazin und Ganguillet-Kutter). Es bleibt daher nur der Weg übrig, die Gefälle, wenn möglich, „passend“ anzunehmen, oder mit denselben den Straßengefällen u. s. w. zu folgen, und danach aus den Werten von v , Q und k die Profilweiten in der Art und Weise zu bestimmen, wie weiterhin angegeben wird. Dabei fragt es sich jedoch, welcher Füllungszustand der Kanäle, d. h. welcher Wert von F , bzw. $\frac{F}{u}$, zu Grunde gelegt werden soll? Nimmt

man volle Füllung, oder nahezu volle Füllung, an, so wird bei kleiner und kleinster Wasserführung der Kanäle das Gefälle zu gering sein, und es ist deshalb notwendig, das Gefälle nach der Annahme zu bestimmen, daß schon bei einigen Centimetern Wassertiefe oder auch bei engen Rohrleitungen bei einer Füllung nur bis zu etwa $\frac{1}{4}$ der Höhe die zur Fortführung der Sinkstoffe notwendige Minimalgeschwindigkeit, und bei ganzer Füllung die Maximalgeschwindigkeit stattfindet.

Mit all den Vorbehalten, die dem Vorstehenden nach notwendig sind, werden nachstehende Gefälle als solche angegeben, die man bei Freiheit über die Bestimmung derselben häufig wählt, die auch im allgemeinen groß genug sind, damit Ablagerungen verhütet werden:

$$\begin{aligned} \text{für Grundstücksanschlüsse: } & \frac{1}{100} - \frac{1}{40}, \\ \text{„ enge Straßenrohre (20—30 cm): } & \frac{1}{150} - \frac{1}{100}, \\ \text{„ weite Straßenrohre: } & \frac{1}{300} - \frac{1}{150}. \end{aligned}$$

Diese, mehr noch aber die nach der empirischen Formel:

$$G = \frac{1}{2d + 50} \quad (d \text{ in cm})$$

berechneten Gefälle sind aber namentlich für die Straßenrohre so groß, daß sie sich nicht immer einhalten lassen; sie vertragen aber auch Ermäßigungen, und es gilt dies namentlich für Rohre von größerer Weite, bei welchen man, ohne Befürchtung von Ablagerungen auf $\frac{1}{400}$ herabgehen kann, wenn die Bedingung erfüllt ist,

daß der Abfluß ständig mit einer Wassertiefe von wenigstens etwa 5 cm geschieht. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, so wird die Grenze, von welcher ab Rohrkanäle nicht mehr zulässig sind, schon früher erreicht. Beispielsweise werden in Köln Rohrkanäle nicht mehr zugelassen, sondern besteigbare Kanäle angewendet, wenn

das zur Verfügung stehende Gefälle kleiner als $\frac{1}{300}$ ist.

Bei Rohrleitungen und Kanälen von etwa 0,5 m Weite an sind unter gleicher Voraussetzung noch geringere Gefälle ausreichend, und bei besteigbaren Kanälen werden vielfach Gefälle von nur 1 : 2000 und selbst 1 : 4000 angetroffen, wenn dieselben ständig gewisse nicht zu kleine Wassermengen führen. Wo die Wasserführung besteigbarer Kanäle etwas bedeutender ist, kann man Sohlengefälle überhaupt entbehren.

Wird künstliche Spülung eingerichtet, so mag man auch bei engeren Kanälen mit geringeren Gefällen als den oben angegebenen arbeiten.

§ 266. Wie aber sehr geringe Gefälle im allgemeinen ungünstig sind und namentlich da vermieden werden müssen, wo die Abwasser besonders reich an Schwebestoffen sind, sei es weil der Wasserverbrauch in den Gebäuden ein beschränkter ist,

sei es weil den Kanälen auch von den Straßen- und Hofflächen größere Mengen von Sinkstoffen zugeführt werden, so sind bei sehr unreiner Beschaffenheit der Abwasser auch zu große Kanalgefälle bedenklich, weil bei denselben das Wasser zu rasch abfließt und nur ein geringer Füllungszustand der Kanäle erreicht wird. Denn auch dabei findet Liegenbleiben der Sinkstoffe statt und ferner Antrocknen derselben an die Kanalwand, woraus mindestens eine Verschlechterung der Kanalluft sich ergibt. Deshalb faßt man bei einem etwa vorhandenen Ueberschüß an Gefälle denselben an einzelnen Stellen durch Anlegen von Abstürzen (Kaskaden) zusammen, wofür in der Regel die Einsteigeschächte die geeigneten Stellen sind. Uebrigens findet in den Einsteigeschächten vermöge der Profilerweiterung und der wagrechten Lage der Sohle ohnehin schon ein Gefällebruch, der eine gewisse Geschwindigkeitsverminderung mit sich bringt, statt.

Bei Kanälen, die nur Regenwasser führen, finden die vorstehenden Bemerkungen keine Anwendung, es sei denn, daß die denselben zugeführten Wasser außerordentlich reich an schweren Stinkstoffen wären. Regenwasserkanäle können daher im allgemeinen kaum zu große Gefälle erhalten.

Was Zahlenangaben über die größten zulässigen Gefälle betrifft, so liefert die Erfahrung darüber wenig Uebereinstimmendes. Je bewegter die Oberflächengestalt des Entwässerungsgebietes ist, um so höher pflegt — meist aus Rücksicht auf Kostenersparnis — die eingehaltene Grenze angenommen zu werden. In Lübeck und noch anderen Städten kommen Gefälle bis 1 : 25, in Stuttgart und Mainz solche von 1 : 125 vor. In mehr flach sich ausbreitenden Städten werden zuweilen Gefälle von Rohrleitungen, welche größer als 1 : 100 sind, als unzulässig angesehen, wenigstens bei Straßenleitungen. Grundstücksanschlüsse bilden Ausnahmen, weil in ihnen vermöge des stoffweise erfolgenden Abflusses das zeitweilige Liegenbleiben von Sinkstoffen weder bei großen, noch bei mittleren, noch bei kleinen Gefällen vermieden werden kann. Grundstücksanschlüsse werden daher immer ohne Abstürze angelegt, und man sucht bei denselben mindestens ein Gefälle von 1 : 100, lieber jedoch ein größeres zu erreichen.

§ 267. Außer dem durch die Reibung des Wassers an der Kanalwand aufgezehrten Gefälle findet Gefalleverbrauch statt:

- Durch den Anschluß von Zweigleitungen, oder die Zusammenführung von zwei Wasserströmen, welche ungleiche Richtungen haben.
- Durch schärfere Richtungsänderungen — Ablenkung — des Wasserstromes.

Zu a). Man denke sich, daß einem Wasserstrom der sekundlichen Menge Q_1 durch eine Zweigleitung, die unter dem Winkel $= 2\varphi$ anschließt, eine andere Wassermenge Q seitlich zugeführt wird. Es findet alsdann am Zusammentritt der beiden Ströme eine gewisse Hebung $= h_1$ des Wasserspiegels, d. h. der Menge Q_1 statt, welche die Arbeitsgröße $Q_1 h_1$ erfordert. Geleistet wird diese Arbeit durch den Zufluß Q in der Zweigleitung, der dabei um die Höhe h gehoben wird. Es ist mithin:

$$Q_1 h_1 = Q h \quad \text{und} \quad h_1 = \frac{Q}{Q_1} h \quad (1)$$

Für die Größe h hat Weißbach experimentell den Wert ermittelt:

$$h = (0,9457 \sin^2 \varphi + 2,047 \sin^4 \varphi) \frac{v^2}{2g}.$$

Je kleiner der Winkel 2φ , um so kleiner fällt h aus. Wird einmal der Anschlußwinkel $2\varphi = 90^\circ$ und ein andermal $2\varphi = 45^\circ$ gesetzt, also $\varphi = 45^\circ$ bzw. $22\frac{1}{2}^\circ$, und die Geschwindigkeit v zu 1 m angenommen, so ergibt sich $h = 0,05$

bezw. 0,0092 m, d. h. im letzteren Falle weniger als $\frac{1}{5}$, verglichen mit der für den Fall 1 ermittelten Größe.

Wenn nun statt einer einzigen Anschlußleitung deren eine größere Zahl n aufeinander folgend vorkommt, so läßt sich unter der Voraussetzung, daß alle denselben Anschlußwinkel 2φ haben und auch die gleiche Wassermenge Q zu führen, leicht der Gesamtverlust an Gefälle berechnen, welcher entsteht, da man nur für den in Gleichung 1 vorkommenden veränderlichen Wert des Verhältnisses $\frac{Q}{Q_1}$ einen allgemeinen Ausdruck aufzustellen braucht. Nun wird bei dem zweiten Abzweig $\frac{Q}{Q_1} = \frac{1}{2}$, beim dritten Abzweig $\frac{Q}{Q_1} = \frac{1}{3}$, allgemein beim n ten Abzweig $\frac{Q}{Q_1} = \frac{1}{n}$,

$$\text{also bzw. } h_1 = \frac{1}{2} h, \quad h_1 = \frac{1}{3} h \dots \dots \quad h_1 = \frac{1}{n} h \text{ und}$$

$$\Sigma(h_1) = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \frac{1}{5} + \dots + \frac{1}{n} \right) h,$$

oder $\Sigma(h_1)$ = gesamter Gefällverlust auf der Strecke, in welcher n Zweigleitungen anschließen:

$$= \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \dots + \frac{1}{n} \right) (0,9457 \sin^2 \varphi + 2,047 \sin^4 \varphi).$$

Setzt man hierin $n = 100$, was in verschiedenen Städten sehr verschiedenen Kanallängen entsprechen kann, im Mittel vielleicht einer solchen von 500—600 m, so berechnet sich für den Anschlußwinkel $2\varphi = 45^\circ$ und die Wassergeschwindigkeit $v = 1$ m der gesamte Gefällverlust, der auf der bezüglichen Strecke durch die Anschlußleitungen stattfindet, zu $0,048$ m = $\sim 0,05$ m, d. h. wenn die 100-Zweigleitungen sich auf 500 m Kanallänge verteilen, eine Verminderung des Gefälles um $\frac{5}{500 \cdot 100} = \frac{1}{10000}$, ein Gefällverlust, der im Vergleich zu dem durch Reibung verursachten sehr gering ist.

Zu b). Richtungsänderungen von größerer Bedeutung treten gewöhnlich in den Einsteigeschächten und an seitlich liegenden Regenüberfällen ein. Der Gefällverlust an solchen Stellen kann unter der Voraussetzung, daß nicht vollständige Diskontinuität des Wasserspiegels stattfindet, ebenfalls nach der oben mitgeteilten Weißbachschen Formel ermittelt werden.

Erfolgt die Richtungsänderung unter rechtem Winkel, ist mithin $2\varphi = 90^\circ$ und die Geschwindigkeit $v = 1$ m, so ergibt sich, wie oben berechnet, ein Gefällverlust von 0,05 m, der aber größer wird, wenn $2\varphi > 90^\circ$ ist, also der Strom rückwärtige Richtung erhält. In Wirklichkeit dürfte der Verlust kleiner als berechnet sein, doch nur in dem Falle, daß die Richtungsablenkung nicht um eine Ecke herum stattfindet — wie die Weißbachsche Formel voraussetzt — sondern durch einen Kreisbogen vermittelt ist. Andererseits können, wenn an den Schacht mehr als zwei Leitungen herangeführt werden, auch größere Gefällverluste als der berechnete eintreten. Man erkennt daraus, daß die Ausbildung der Schachtsohlen mit Rücksicht auf die Richtungen der verschiedenen Wasserströme, die in den Schächten zusammengeführt werden, in Leitungen mit knappen Gefallen ein Gegenstand von wesentlicher Bedeutung sein kann.

§ 268. Die für eine Leitungsstrecke berechnete Gefällelinie darf, wenn sie zeichnerisch dargestellt ist, das ausgeführte Sohlengefälle, beziehungsweise den freien Wasserspiegel nicht schneiden, sondern muß ihrer ganzen Länge nach über der

Linie des Sohlengefälles, beziehungsweise dem Wasserspiegel liegen. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, so hat das Leitungsstück sogenanntes negatives Gefälle, d. h. das Wasser fließt nicht in der gewollten, sondern in der umgekehrten Richtung oder auch, es steht still. Es muß alsdann eine Heberleitung ausgeführt werden, welche beständig gefüllt zu halten ist, und an deren oberem Ende die Höhe des unteren Endes und dem notwendigen Gefälle entsprechende Luftverdünnung stattfindet. In Wassersäule H gemessen, würde die Luftverdünnung gleich der Summe aus Reibungshöhe, plus den sonstigen Widerstandshöhen, plus der Höhe der Ansteigung des Rohres sein müssen: $H = h_1 + h_2 + \dots$. In Städten mit flachem Gelände sind Heberleitungen mit Ansteigung, wenn die Wasser lange Wege zu machen haben, selten zu entbehren, und es liegen auch bereits genügende Erfahrungen über sichere Funktionierung von Leitungen selbst von großer Länge vor. Bekannte Beispiele bieten Potsdam und Spandau, über welche an späteren Stellen Mitteilungen folgen. Es ist nach den bisher vorliegenden günstigen Erfahrungen zweifellos, daß mit der Zeit Heberleitungen in größerer Zahl zur Anwendung kommen werden als bisher, zumal die Frage, ob eine Heberleitung ausgeführt werden soll, auch entstehen kann, wenn es sich um die Durchbrechung oder Umgehung eines langgestreckten Höhenrückens handelt; hier wird der Kostenpunkt die Entscheidung ergeben. In großer Zahl sind kurze Heberleitungen auch bisher schon vielfach zur Ueberschreitung von Wasserläufen mit Kanalisationsleitungen ausgeführt (Danzig, Breslau u. s. w.).

§ 269. Als Leitungen mit negativem Gefälle können auch die sogenannten Druckleitungen aufgefaßt werden, welche das Wasser zu einer gewissen Höhe h hinaufführen, die gegeben ist. Es wird ferner die sekundliche Wassermenge Q , sowie die Länge l der Leitung gegeben und die Rohrweite d passend anzunehmen oder zu berechnen sein. Aus diesen Elementen läßt sich alsdann die der Höhe h zuzuschlagende Reibungshöhe h_r ermitteln. Letztere wächst erfahrungsmäßig mit dem Quadrat der Geschwindigkeit v , welche sich bestimmt aus der Gleichung:

$$v = \frac{4}{\pi} \frac{Q}{d^2}.$$

Allgemein ausgedrückt ist:

$$h_r = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g},$$

worin λ einen Koeffizienten bezeichnet, für welchen verschiedene Autoren Werte aufgestellt haben. Die zuverlässigsten darunter scheinen die von Darcy und von Weißbach ermittelten zu sein:

Darcy fand:

$$\lambda = 0,01989 + \frac{0,0005078}{d},$$

dagegen Weißbach:

$$\lambda = 0,01439 + \frac{0,009471}{\sqrt{v}}.$$

Ersterer macht also die Reibungshöhe in höherem Maße von der Wassergeschwindigkeit abhängig und berücksichtigt auch den Rohrdurchmesser in stärkerem Maße als letzterer. Dennoch ergeben die beiden Formeln keine wesentlichen Unterschiede, wie folgendes Beispiel zeigt.

Es sei $Q = 0,217 \text{ cbm}$, $d = 0,5 \text{ m}$ und $l = 371 \text{ m}$. Dann ist:

$$v = \frac{4 \cdot 0,217}{\pi \cdot 0,5^2} = 1,1 \text{ m}$$

und alsdann:

$$\text{nach Darcy: } h_r = \left(0,01989 + \frac{0,0005078}{0,5} \right) \frac{371}{0,5} \frac{1,1^2}{2 \cdot 9,81} = 0,96 \text{ m,}$$

$$\text{nach Weißbach: } h_r = \left(0,01439 + \frac{0,009471}{\sqrt{1,1}} \right) \frac{371}{0,5} \frac{1,1^2}{2 \cdot 9,81} = 1,07 \text{ m.}$$

Wäre gleichzeitig eine Ansteigung des Rohres von $h = 4,0$ m zu überwinden, so betrüge die zu überwindende Gesamthöhe:

$$h_o = h + h_r = 4,0 + \begin{cases} 0,96 \\ 1,07 \end{cases} \text{ oder } 4,96 \text{ m, bzw. } 5,07 \text{ m.}$$

An späterer Stelle wird auf die Bestimmung der Reibungshöhen (Gefällverluste) ausführlicher zurückzukommen sein.

§ 270. Nur selten kann die Bestimmung über die Gefälle einer Entwässerungsanlage so frei geschehen, daß sie den vom theoretischen Standpunkt zu erhebenden Ansprüchen ganz oder selbst nur nahezu genügt. In der Regel werden, um die Kosten nicht allzu sehr anschwellen zu lassen, mehr oder weniger große Konzessionen an die Oberflächengestalt des Geländes gemacht werden müssen. Auch der Stand von offenen Gewässern, die Tiefenlage von Kellersohlen werden die Gefälle einer Anlage in der Regel stark beeinflussen.

Gewöhnlich wird eine Anzahl von Punkten gegeben sein, welchen das Gefälle sich anzuschmiegen hat; immer ist der höchste Punkt und meist auch der tiefste Punkt der Anlage gegeben, und oft treten auch feste Lagen von Zwischenpunkten hinzu. Es ist dann die Aufgabe, durch eine geschickte Anordnung das vorhandene Gesamtgefälle passend, d. h. so auf die einzelnen Strecken zu verteilen, daß gleichzeitig sowohl der Forderung der Reinhaltung der Kanäle, als den Ansprüchen der Wirtschaftlichkeit so weit als möglich entsprochen wird. Letztere müssen sowohl bei der Einbettungstiefe als bei den Kanalprofilen gewahrt werden. Ist das zur Verfügung stehende Gefälle nicht ausreichend, um die selbstthätige Reinhaltung in dem Falle einigermaßen sicher zu verbürgen, daß die ganze betreffende Strecke als unbestiegbarer Kanal ausgeführt wird, und wünscht man von Anwendung besonderer Mittel zur zeitweiligen Reinigung — wie z. B. Durchziehen von Bürsten u. s. w. durch die engen Leitungen — abzusehen, so gibt es verschiedene Hilfsmittel: Man kann einen Teil der Strecke als bestiegbarer Kanal mit geringem Gefälle, oder auch dem Gefälle $= 0$ herstellen; diese Strecke kommt dann an das untere Ende zu liegen und erhält eine Länge, bei welcher für den oberen Teil noch ausreichendes Gefälle zur Verfügung bleibt. Die zeitweilige Reinigung der unteren Strecke ist minder schwierig ausführbar als die genügende Reinigung eines langen — nicht bestiegbaren — Kanals. Ist die Herstellung einer Teilstrecke als bestiegbarer Kanal ausgeschlossen, so kann das vorhandene absolute Gefälle entweder so verteilt werden, daß überall gleiche (doch für die selbstthätige Reinhaltung ungenügende) Geschwindigkeit entsteht, oder auch so, daß in einem Teil der Strecke die Geschwindigkeit ausreichend, in dem anderen Teil ungenügend wird. Es müssen alsdann als Ergänzung künstliche Spülseinrichtungen hinzutreten.

Es hängt durchaus von den Besonderheiten dieser letzteren ab, welcher von den beiden Auswegen der vorteilhaftere ist. Unter übrigens gleichen Umständen ist derjenige vorzuziehen, bei welchem die mit dem Spülstrom fortgeführten Sinkstoffe nach kurzem Wege angehalten und aus dem Kanal entfernt werden können. Diesem Zweck kann sowohl durch den Einbau von Schächten, als auch durch seitlich liegende Kammern mit etwas tieferer Sohlenlage genügt werden.

Aus der Idee heraus, Sinkstoffe schon nach dem Zurücklegen möglichst kurzer Wege anzuhalten, und aus dem ferneren Grunde, unten allen Umständen Rückstau in den Anschlußleitungen zu vermeiden, ist der Vorschlag hervorgegangen, umgekehrt wie oben empfohlen, zu verfahren, nämlich den oberen Kanalstrecken das kleinere und den unteren das größere Gefälle zuzuweisen. Diesem Vorschlage gegenüber braucht jedoch nur darauf verwiesen zu werden, daß enge Kanäle sich ungleich leichter verstopfen, als weite, und bei ersteren die Beseitigung von Abflußhindernissen viel größere Schwierigkeiten verursacht als bei letzteren, um denselben als unzweckmäßig zu charakterisieren. Dagegen entspricht es dem Sinne desselben vollständig, und ist es dringend zu empfehlen, bei unzureichenden Gefällen die peinlichste Sorgfalt auf die Gestaltung von Einrichtungen zu verwenden, welche für den Zweck getroffen werden, den Eintritt von Sinkstoffen, namentlich von solchen spezifisch schwerer Art, in die Kanäle zu verhindern.

§ 271. Gefallwechsel sollen niemals in der freien Strecke vorkommen, sondern immer an Teilpunkten, d. h. an Stellen, an welchen der Kanal zugänglich ist; zwischen zwei Teilpunkten muß das Gefälle gleichbleibend sein. Stellen, an welchen ein stärkeres Gefälle nach unten hin in ein schwächeres übergeht, werden, auch wenn die Gefälle gut vermittelt und das schwächere Gefälle noch einigermaßen ausreichend ist, leicht zu Ansammlungsstätten für Ablagerungen. Weniger unangenehm sind Brechpunkte zwischen zwei Gefällen, wenn das nach unten folgende das stärkere ist. Stärker ausgeprägte Brechungen des Gefälles geben auch leicht zu Luftansammlungen an diesen Stellen Veranlassung. Die Luft kann hier Pressungen erleiden und dann abflußhindernd wirken.

§ 272. Mit mehr als gewöhnlicher Sorgfalt ist über die Gefälle in Oertlichkeiten Bestimmung zu treffen, welche ohne Oberflächengefälle sind, wie z. B. in breiten Flußthälern oder bei flacher, beckenartiger Gestalt des Gebiets. Und dies gilt besonders, wenn solche Gebiete gleichzeitig hohe Lage des Grundwasserspiegels haben. Es bleibt dann nur übrig, das Gebiet, wenn dasselbe eine Größe hat, daß lange Kanäle entstehen, welche am unteren Ende zu tief ins Grundwasser eintauchen würden, in Teile zu zerlegen, und in jedem Teile einen Tiefpunkt anzunehmen, der so beschaffen ist, daß zu denselben hin von allen Stellen des Gebiets der Abfluß mit Geschwindigkeiten stattfindet, bei welchen Ablagerungen in den Kanälen vorgebeugt ist. An den Tiefpunkten muß das Wasser dann künstlich gehoben werden. Dies kann durch Einzelpumpwerke geschehen, wird aber gewöhnlich durch Luftdruck ausgeführt, der in einer Zentralstation erzeugt und durch Rohre zu sogenannten Ejektoren geführt wird, von welchen an jedem Tiefpunkte einer aufgestellt ist. Diese Ausführungsform wird nach ihrem Erfinder als „System Shone“ bezeichnet (vergl. weiterhin).

Mit demselben ist das „System Liernur“ insofern verwandt, als demselben ebenfalls eine Zerlegung in Teile, und unterirdische Aufstellung eines Behälters in jedem Teile eigen ist. Während aber bei dem Shone-System der Wasserzufluß zu dem als Ejektor bezeichneten Behälter — abgesehen von den kurzen Pausen, in welchen die Leerung des Ejektors erfolgt — immerwährend stattfindet, ist beim Liernur-System, umgekehrt, der Behälter dauernd gegen Zufluß abgesperrt und nur während kurzer Pause, die die Leerung erfordert, geöffnet; die Öffnung erfolgt durch Herstellung von Luftverdünnung im Behälter, die entweder von einer Zentralstation aus oder an Ort und Stelle bewirkt werden kann. Aus dieser Beschreibung folgt, daß das System Liernur Gefälle der Zuleitungsröhren entbehren kann, für letztere sogar Ansteigung zum Behälter hin zulässig ist. Während aber

beim Shone-System die Zuleitungsrohre für das Wasser nicht luftdicht hergestellt zu werden brauchen, müssen beim Liernur-System diese Röhren samt ihren oberen Ausgängen luftdicht sein.

Es leuchtet ein, daß für die Anwendung beider Systeme Beschränkungen bestehen, dass sie namentlich geringe Wechsel in den Zuflüsse Mengen vor aussetzen, daher für Anlagen, welche Regenwasser aufzunehmen haben, nicht gebrauchsfähig sind.

2. Kapitel.

Kanalprofile; Abflußgeschwindigkeit und Abflußmenge.

§ 273. Es handelt sich im gegenwärtigen Kapitel insbesondere um die Profile der Leitungen von etwas größerer und großer Weite; solche werden neben der Kreisform in zahlreichen sehr wechselnden Formen hergestellt.

Kanalprofile erfordern Betrachtung:

- a) mit Bezug auf die allgemeinen statischen Verhältnisse,
- b) " " " Herstellungskosten,
- c) " " " Wassergeschwindigkeit, die Abflußmenge und die Querschnittsgröße.

§ 274. Abgesehen von dem Ausnahmefalle, daß Kanalwände aus Mauerwerk regelmäßig durch inneren Druck beansprucht werden, abgesehen auch von den geringen zufälligen Beanspruchungen gemaueter Kanäle durch inneren Druck, die bei Ueberfüllung derselben entstehen, endlich abgesehen von dem geringen inneren Druck, der bei jedem Füllungszustande derselben stattfindet, werden Kanäle von Entwässerungsleitungen nur durch äußeren Druck beansprucht. Derselbe wirkt teils senkrecht aufwärts, teils in seitlicher Richtung, teils senkrecht abwärts. Tauchen Kanäle ins Grundwasser ein und ist die „Oberlast“ gering, so mag der untere Teil die größere Beanspruchung erleiden, taucht ein Kanal ins Grundwasser ein und ist gleichzeitig die Oberlast groß, so wird die Beanspruchung mehr ausgeglichen, aber größer als in dem oben angenommenen Falle sein. Der Wirkung des Grundwassers steht die Wirkung von durchnässten losen Bodenmassen nahe, nur daß der Druck derselben vermöge des größeren Gewichts der Bodenmassen größer als der Wasserdruck, beziehungsweise der Druck trockener Bodenmassen ist, weil die Wirkungen der Kohäsion und die Reibung zwischen den Bodenteilchen in Wegfall kommen.

Der Verschiedenheit der Zustände des Bodens entsprechen Verschiedenheiten in der Form der Stützlinie, nach welcher die Profile, um im statischen Sinne als rationell gelten zu können, geformt werden müssen. Je größer die Abweichungen, um so mehr Material erfordert das Profil, und entsprechend unwirtschaftlicher ist dasselbe. Während bei größeren Eintauchungstiefen eines Kanals dieser Punkt volle Berücksichtigung findet, tritt derselbe bei der üblichen mäßigen Eintauchungstiefe der Kanäle gegen die in anderer Hinsicht an die Profilform zu stellenden Ansprüche zurück, um so mehr als aus praktischen Gründen für die Kanalwände ein gewisser Ueberschuss an Stärke notwendig ist.

Die Stützlinie weicht bekanntlich von der Kreislinie ab; es ergibt sich daraus, daß in Kanälen, die nach der Kreislinie geformt sind, als Wirkungen der äußeren

Kräfte Zugspannungen auftreten können. Bei den Kanälen aus eigentlichem Mauerwerk wird dies gewöhnlich ohne Belang sein; anders jedoch möglicherweise bei Kanälen aus Beton, wenn dieselben in der Baugrube selbst hergestellt sind und unter äußerem Druck geraten, bevor der Mörtel ausreichende Festigkeit erlangt hat. Die Spannungen in der Kanalwand wachsen, nach einem bekannten Gesetze der Statik, mit dem Halbmesser der Kreislinie, nach welchem das Profil gebildet ist. Mithin wird das Mauerwerk bei Profilformen, die nach kleinen Halbmessern gebildet sind, weniger stark beansprucht, als das nach großen Halbmessern geformte. Das mehr hohe als breite, oben und unten mit stärkerer Krümmung geformte Profil wird sich daher im statischen Sinne günstiger verhalten als das reine Kreisprofil, oder das mehr breit als hoch gestaltete Profil. Nach gerader Linie geformte Teile der Profilumrahmung müssen daher entsprechend größere Stärken erhalten als die nach Kreisbögen geformten; die Stützlinie tritt bei denselben leichter aus dem Kern heraus als bei den bogenförmigen Teilen. — Da die Stützlinie der oberen Wölbung am Kämpfer die Richtung nach auswärts hat, muß das Mauerwerk eines im statischen Sinne als günstig zu beurteilenden Profils vom Kämpfer abwärts breiter hergestellt, oder die untere bogenförmig bleibende Fassung verstärkt werden.

Freilich erhält die Kanalwand seitlichen Druck von außen, der groß genug sein kann, um Verstärkung im unteren Teil überflüssig zu machen. Bei der Unsicherheit über die Größe des Seitendrucks erscheint es jedoch unzulässig, denselben in Rechnung zu ziehen. Die Profilumrahmung muß vielmehr stark genug gemacht werden, um bei ganz freier Stellung haltbar zu sein.

§ 275. Im wirtschaftlichen Sinne erscheint diejenige Profilform als die günstigste, bei welcher auf die Einheit des Umfangs, sei es die größte Wassergeschwindigkeit, sei es die größte Abflußmenge, entfällt.

Die Rücksichten auf wirtschaftlich richtige Wahl der Profile lassen sich aber nicht immer mit den Rücksichten auf Abflußgeschwindigkeit und Abflußmenge vereinigen. Beispielsweise fordert der Umstand, daß bei engen Rohren leichter Verstopfungen eintreten und, wenn sie vorkommen, schwieriger zu entfernen sind als bei Rohren größerer Weite, daß man wenigstens bei Rohren im Straßengrunde nicht unter eine gewisse Weite hinabgehe, die selbst große Ueberschüsse an Geschwindigkeit und Abflußmenge liefert. Sehr allgemein werden 20 cm als kleinste zulässige Weite für Straßenrohre angesehen, vielfach auch 25 cm. Bei den Anschlußleitungen der Grundstücke kann man bis auf 12 cm herabgehen, weil zur Beseitigung etwaiger Verstopfungen dieser Rohre Wasserdruk benutzbar und die Ausführung betreffender Arbeiten auch nicht jedesmal mit Störungen des öffentlichen Verkehrs verbunden ist. — Niedrig liegende Bankette in den Kanälen tragen sehr zur Vermehrung der Reibungsverluste bei, und Ueberhöhungen der Profile werden selten für die Wasserführung voll auszunutzen sein; außerdem bedingen die flacher gehaltenen Seiten der Umrahmung solcher Profile entsprechende Verstärkungen. Vorwürfe, die man aus diesen Gründen gegen solche Profile von wirtschaftlichem Standpunkte aus erheben möchte, sind aber unbegründet, teils weil es sich um die Erfüllung von unabweislichen Nebenzwecken handelt, teils auch weil sich überhöhte Profile, wirtschaftlich beurteilt, günstiger herausstellen, als das Kreisprofil, wie weiterhin nachgewiesen wird. Oberflächlich angesehen, könnte es ferner unwirtschaftlich erscheinen, daß bei der praktischen Herstellung alle Profilformen, sofern man davon verschiedene Weiten gebraucht, in ziemlich großen Sprüngen abgestuft werden. Bei Rohren pflegt man in Stufen von 5 cm fortzuschreiten, bei den großen Kalibern von etwa 50 cm an sogar in Stufen von 10 cm. Letzteres Maß, oft sogar 20—25 cm, wird bei gemauerten

Kanälen als Abstufung genommen. Wohl niemals geht man zu einer Profilerweiterung in der freien Strecke über, sondern verlegt dieselbe in einen Einsteigeschacht. Es ist klar, daß bei diesem Verfahren selbst lange Leitungsstrecken mit einem größeren Ueberschuss an Weite entstehen werden. Man kann den damit verbundenen wirtschaftlichen Nachteil jedoch leicht in den Kauf nehmen, weil demselben in der Vereinfachung des Arbeitsapparates, in der leichteren und billigeren Herstellung der Leitungen, und in der leichteren Ueberwachung der Arbeiten der Herstellung, sowie des späteren Betriebes wesentliche Vorteile gegenüberstehen. Dazu kommt, daß von den Kosten der Herstellung einer Leitungsstrecke die Erdarbeits- und Nebenkosten einen sehr hohen Prozentsatz ausmachen; dieser Teil der Kosten ist aber von den Rohr- und Kanalweiten nur in beschränktem Umfange abhängig. Es mag weiter daran erinnert werden, daß die Kosten gemauerter Kanäle nicht mit der Profilgröße, also nicht im quadratischen Verhältnis, sondern etwa im Verhältnis des Durchmessers wachsen und daß die Sache auch bei Rohrkanälen ähnlich liegt.

§ 276. Schließlich spielen bei der Entscheidung über die Profilformen und Profilgrößen auch noch sonstige unabsehbare Rücksichten mit. Dahin gehört zunächst die auf das Gefälle zu nehmende Rücksicht (§ 262 ff.). Ferner gehört hierher die Rücksicht auf die Straßenbreite. In sehr engen Straßen mit mangelhafter Fundierung der Häuser, aber auch in breiteren, verkehrsreichen Straßen, in welchen der Verkehr keine längeren Störungen verträgt, wird man die Baugrubenweite möglichst beschränken, daher die Kanäle mehr hoch als breit gestalten. Das Umgekehrte gilt, wenn der Baugrund Schwierigkeiten bietet: Fels- oder Mooreinlagerungen oder hohe Spiegellagen des Grundwassers angetroffen werden, namentlich wenn Aenderungen an letzterem unzulässig sind. Einen größeren Einfluß auf die Profile und die Größe der Straßenkanäle können auch große Bebauungstiefe der Grundstücke, tiefe Lage der Kellersohlen und noch andere Umstände äußern, die in örtlichen Verhältnissen begründet sind.

Ein gewisses Plus an Weite der Profile ist auch aus dem Grunde unvermeidlich, um gewissermaßen einen Sicherheitsfaktor zu schaffen, der die Unsicherheiten deckt, mit welchen die Bestimmung der abzuführenden Wassermengen, wie auch die Berücksichtigung der zukünftigen Entwicklung der Stadt verbunden ist.

Aus diesem allen ist ersichtlich, daß die Festsetzungen über Profilformen und Profilgrößen nicht genau nach den rechnerischen Ergebnissen getroffen werden können, sondern bei denselben vielfache Erwägungen hinzutreten müssen, deren Bedeutung richtig abzuschätzen Ueberlegung und eine gewisse Summe von praktischen Erfahrungen auf dem Gebiete der Städteentwässerung erfordert.

§ 277. Mit Bezug auf Wassergeschwindigkeit und Wassermenge gilt als Grundregel: daß die Profile so beschaffen sein müssen, daß der sogenannte hydraulische Radius oder das Verhältnis $\frac{F}{u} = \frac{\text{Querschnitt}}{\text{benetzter Umfang}}$ ein Maximum ist. Dieser Forderung ist selbstverständlich nur für einen einzigen bestimmten Füllungszustand des Profils zu genügen; es muß aber dahin gestrebt werden, daß derselben auch bei noch anderen Füllungszuständen möglichst entsprochen wird. Dies führt oft dazu, die Profile mehr hoch als breit zu formen („überhöhte“ und „gedrückte“ Profile) und, in dem Falle, daß gefordert wird, daß das Verhältnis $\frac{F}{u}$ nicht nur für einen, sondern für zwei bestimmte Füllungen so günstig als möglich sei, zu Profilen von mehrteiliger Form. Bei denselben wird der untere,

zur Abführung des Kleinwassers genügende Teil im Vergleich zum oberen Profilteil stark eingeschnürt (Profile mit Sohlenrinne oder Cünnette). Immer aber sind in den Sohlenrinnen nur verhältnismäßig geringe Geschwindigkeiten erreichbar, und es liegt der Wert der Sohlenrinne daher weniger in der Geschwindigkeitsvergrößerung, als in der Vergrößerung der Sohlenrinne-Tiefe zu dem Zweck, die Fortführung der Sinkstoffe zu befördern.

Umgekehrt kommen auch Profile vor, die mehr breit als hoch sind. Ihre Anwendung kann durch hohen Grundwasserstand, oder ungünstige Bodenbeschaffenheit u. s. w. geboten sein, ebenfalls auch durch die Forderung, daß das Profil im stande sei, bei geringer Füllungshöhe große Geschwindigkeiten zu ergeben und beträchtliche Wassermengen zu führen. Diese Forderung ist insbesondere an die sogenannten Regenüberfälle (und Notauslässe), zuweilen aber auch an Straßenkanäle zu stellen. Bei letzteren sind Profile mit breiter, gerader oder nach der Kreislinie geformter Sohle notwendig, wenn — etwa aus Rücksicht auf die Entwässerung der angeschlossenen Grundstücke — Höhe und Wechsel im Füllungszustande des Profils in engen Grenzen gehalten werden müssen.

Weiter werden die Profilformen durch die Rücksicht auf Begehbarkeit der Kanäle beeinflußt. Bei nicht zu langen Strecken genügt zum Passieren eines Menschen in gebückter Stellung die Höhe von 1 m. Bei Kanälen von größerer Länge ist aber ein gewisses Mehr erforderlich. In kriechender Weise kann ein Kanal von Kreisform schon bei 0,7 m Weite, und selbst noch etwas weniger, passiert werden. Die Begehbarkeit wird durch eine etwas breitere, flache Sohle verbessert. Es kommen für Kanalstrecken, welche öfter begangen werden müssen, sowohl Profile, die unten breiter als oben sind (auf den Kopf gestellte Eiform), als auch nach der Form der Ellipse gestaltete vor; die erstgenannte Form ist die zweckmäßiger, weil sie bei der engeren Einschnürung im oberen Teil weniger Mauerwerk erfordert und dabei stabiler ist. Wenn die Kanäle der in Rede befindlichen Form dauernd Wasser führen, ist die Begehbarkeit erschwert. Der Misstand des Watens im Wasser wird vermieden, wenn etwas über Sohlenhöhe entweder ein breiteres einseitiges Bankett oder zwei schmalere Bankette angelegt werden. Dies führt dann zu derselben Form, die man auch wählt, wenn es gilt, für ganze Füllung und für Kleinwasser in einem mehrteiligen Profil günstige Abflußverhältnisse zu schaffen. — In Regenkanälen sind, da dieselben nur zeitweilig Wasser führen, Bankette unnötig.

Eine gewisse Einwirkung auf die Profilform kann es äußern, wenn in die Kanäle bei heftigen Regenfällen größere Mengen von Sinkstoffen schwerer Art (größerer Kies und Sand) gelangen, wie dies bei Kanälen der Fall ist, die an Abhängen oder am Fuße derselben liegen. Die eng zusammengezogene Sohle wird vermöge des Bestrebens der Stoffe, die tiefste Lage einzunehmen, durch Reibung stark angegriffen; es erscheint daher zweckmäßiger, die Profile derartiger Kanäle nach unten hin nur mäßig einzuschnüren. Dies bringt auch den Vorteil mit sich, daß die Sinkstoffe auf kürzeren Wegen zur Ablagerung kommen.

Endlich finden zwischen Grundstücksanschlüssen und den Profilformen gewisse Beziehungen statt, die darin bestehen, daß bei dem mehr hoch als breit geformten Kanalprofil für die Bestimmung der Höhenlage der Anschlußstelle ein größerer Spielraum vorhanden ist, als bei den mehr breit geformten Profilen. Es können eventuell die Einlaßöffnungen über Wasserspiegel angeordnet und dadurch die Anschlußleitungen vor Rückstau gesichert werden; sie sind dabei auch für den Zweck der Lüftung der Kanäle, wenn diese unter Benutzung der Hausanschlüsse eingerichtet wird, wirksamer, als wenn die Anschlüsse tief, d. h. zeitweilig ganz oder zu einem Teil ihrer Höhe unter Wasserspiegel liegen.

§ 278. Die Berechnung der Profilgrößen hat bei Gemeinsamkeit in der Abführung von Regen- und Hauswasser unter der Annahme des Zusammentreffens der maximalen Hauswassermenge mit der größten Regenmenge zu geschehen. Wenn beide Mengen sicher bekannt sind, so wird man die richtige Profilgröße erhalten, indem man festsetzt, daß dieselben das Profil gerade füllen sollen.

Der Mangel an Gewissheit über die zu erwartenden Regenwassermengen, der meistens besteht, erklärt es, daß man, anstatt der vorstehenden einfachen Regel zu folgen, vielfach zu allerhand abweichenden Festsetzungen oder Voraussetzungen gekommen ist. So z. B. daß durch einen gewissen, zu niedrig angenommenen Regenabfluß das Profil nur bis zu Kämpferhöhe, oder bis zu einer anderen mehr oder weniger willkürlich geprägten Höhe gefüllt sein soll. Oder man rechnet mit etwas größerem Regenabfluß, nimmt dann aber volle Füllung des Profils an und setzt voraus, daß durch Aufstau in den Einsteigeschächten und Anschlußleitungen für einen etwaigen noch größeren Abfluß genügend vorgesorgt sei.

Das erstangegebene Verfahren ist unwirtschaftlich. Bei dem zweiten herrscht Unsicherheit über den Erfolg, und es entsteht auch die Gefahr, daß die Kanäle durch inneren Druck undicht werden, daß Ablagerungen in den Anschlußleitungen stattfinden, daß Kellerüberschwemmungen erfolgen, endlich, daß an gewissen Stellen in den Kanälen sich Luft ansammelt, welche Pressungen erleidet und im geprägten Zustande allerhand Schäden verursachen kann, z. B. Hineindrängen von Kanalluft in angeschlossene Gebäude, gewaltsames Abheben von Schachtverschlüssen, wodurch Austritt von großen Schmutzwassermengen in die Straße erfolgen, und auch der Verkehr gefährdet werden kann, wie durch Beispiele erwiesen ist.

Solche willkürliche Berechnungsweisen sollten auch schon deshalb unterbleiben, weil es bei der Verwickeltheit der Verfolgung der Thatsachen unmöglich ist, selbst nur mit einiger Wahrscheinlichkeit das an gewissen Stellen zu erwartende Maximum des Aufstaus in den Einsteigeschächten im voraus zu ermitteln. Dies gilt sogar, wenn Gewissheit über die zu erwartenden maximalen Abflußmengen besteht.

Folgt man der oben gegebenen Regel, nachdem man sich über die Abflußmengen, so weit als die vorhandenen Unterlagen dies zulassen, vergewissert hat, so tritt als günstiger Umstand der ein, daß bei dem größten Abfluß das Profil noch nicht ganz gefüllt ist, sondern ein (lufterfüllter) Profilabschnitt unter der Decke des Kanals bestehen bleibt, der bei den am meisten üblichen Profilen bis etwa $3\frac{1}{2}\%$ beträgt, beim Kreisprofil am größten ist, und i. M. aus einer großen Reihe von Profilformen verschiedener Art 2 % erreicht (vergl. die Angaben in den weiterhin zur Mitteilung kommenden Tabellen). Die Reserve von $2-3\frac{1}{2}\%$ röhrt daher, daß für den obersten Abschnitt des Profils das Verhältnis $\frac{F}{u}$, nachdem es bis zur Erreichung einer bestimmten Höhe gewachsen ist, wieder abnimmt, weil der Querschnitt F in geringerem Maße zunimmt, als der Umfang u . Die Annahme des ganz gefüllten Profils bei maximalem Abfluß führt daher zu einem geringen Überschuß an Profilgröße, welcher der Sicherheit für ordnungsmäßigen Abfluß, sowie gegen Eintritt von Aufstau in den Seitenanschlüssen und Einsteigeschächten zu statthen kommt, aber auch bei keiner Profilform vermeidbar ist.

§ 279. Die Berechnung der Profilgrößen für volle Füllung setzt voraus, daß das Wasser in demselben Maße als es zufliest, auch abgeführt wird; diese Voraussetzung ist aber in gewissen Oertlichkeiten oder Kanalstrecken nicht jederzeit erfüllt. Sie kann z. B. bei Regenkanälen unerfüllt sein, wenn vor der Ausmündung

derselben in ein offenes Gewässer der Spiegel des letzteren sich über den angenommenen höchsten Wasserstand erhöht. Sie kann in Orten an der Meeresküste oder an Tideströmen, auch bei Spring- und Sturmfluten unerfüllt sein, ebenso, wenn die Kanäle in geschlossene Bassins (Hafenbecken, Dockhäfen) ausmünden, in welchen durch Ursachen dieser oder jener Art ein höherer Wasserstand während längerer als der angenommenen Perioden bestehen bleibt. In Orten, in welchen Kanalwasser durch Pumpen gehoben werden, ist auch der Fall denkbar, daß wegen irgend welcher Zufälligkeit die zufließenden Wasser nicht rasch genug bewältigt werden können, und es sind auch noch andere Möglichkeiten vorhanden, welche den hier angenommenen Fall herbeiführen können. Wenn alle Möglichkeiten übersehbar sind, läßt sich dagegen vorkehren, sind sie es nicht, nur in gewissem Umfange. Unter Umständen sind es ausschließlich die Profilgrößen der betreffenden Kanäle, die zu Vorkehrungen zur Verfügung stehen. Dieselben müssen alsdann darauf eingerichtet sein, eine gewisse Wassermenge für eine gewisse Dauer festhalten zu können, die vielleicht aus vorliegenden Beobachtungen zu bestimmen, oder aus anderen Unterlagen näherungsweise zu ermitteln ist. Wenn die Unterlagen zur Berechnung der notwendigen übernormalen Profilgrößen nicht genügend verlässlich sind, so werden Sicherungsmittel, als z. B. Auslässe, die nur in Notfällen geöffnet werden dürfen, oder Schöpfwerke, die nur in solchen Fällen in Thätigkeit treten, zu Hilfe genommen werden müssen, um es zu verhüten, daß die Kanäle während zu langer Zeit unter unzulässig hohen inneren Drücken stehen, es sei denn, daß in der Bauweise derselben solche Vorkommnisse berücksichtigt worden sind.

§ 280. Die allgemeine Gleichung für die gleichförmige Geschwindigkeit eines Wasserstromes, der mit freiem Spiegel in gerader oder wenig gekrümmter Strecke fließt, folgt aus dem Ansatz:

$$1. \dots \dots \dots \dots \quad F \gamma \delta = R u,$$

in welcher F und u die schon früher angegebene Bedeutung haben, $\delta = \frac{h}{l}$ das (hydraulische) Gefälle für die Längeneinheit, R der Bewegungswiderstand durch Reibung oder die sogenannte Reibungshöhe und γ das Gewicht der Kubikeinheit Wasser ist. Für R sind von verschiedenen Autoren verschiedene Werte gefunden. Im allgemeinen folgt die Reibung dem Gesetz, daß sie mit dem Quadrat der Geschwindigkeit wächst; in Zeichen:

$$2. \dots \dots \dots \dots \quad R = k_1 \gamma v^2.$$

Wird dieser Wert in Gleichung 1 eingesetzt, so ergibt sich:

$$3. \dots \dots \dots \quad v = \sqrt{\frac{1}{k_1}} \sqrt{\frac{F}{u} \delta} = k \sqrt{J \delta} \quad \text{und:}$$

$$4. \dots \dots \dots \quad Q = F v = k F \sqrt{J \delta}.$$

Eytelwein fand den Wert $k_1 = 0,000386$, wonach:

$$k = \sqrt{\frac{1}{0,000386}} = 50,9.$$

Prony ermittelte:

$$k_1 = 0,000309 + \frac{0,000044}{v}.$$

Für $v = 0,57$ m liefern beide Formeln übereinstimmende Werte von k_1 . Für höhere Werte von v wird der Pronysche Koeffizient k_1 kleiner als der Eytelweinsche, mithin k größer; doch bleibt für die praktisch in Betracht kommenden Geschwindigkeiten der Unterschied gering; er mag für diese im Maximum 10 % erreichen.

Der nach Eytelwein berechnete Koeffizient k , welcher in der Regel auf 50 abgerundet wird, steht bisher vielfach im Gebrauch, jedoch mit Unrecht; sein Gebrauch hört deshalb neuerdings auch mehr und mehr auf. Der grundsätzliche Mangel dieses Koeffizienten besteht darin, daß er, obwohl bei dem in der geraden Strecke mit freiem Spiegel fließenden Wasserstrom der Bewegungswiderstand allein in der Reibung besteht und die Größe der Reibung, die allein von der Beschaffenheit der Fassung des Stromes, sowie deren Ausdehnung im Vergleich zum Profilinhalt abhängt, in hohem Maße veränderlich ist, von solcher Veränderlichkeit vollkommen absieht. Dieselben Einwände sind auch in etwas verminderter Weise gegen den Pronyschen Koeffizienten k_1 zu erheben, der aber in dem darin vorkommenden Werte v eine geringe Korrektur des Wertes k gegenüber dem Eytelweinschen Koeffizienten enthält. Beide Koeffizienten sind daher bei Rechnungen, von welchen selbst nur mäßige Genauigkeit verlangt wird, in den Fällen ungeeignet, in welchen die Verhältnisse nicht einigermaßen mit denjenigen übereinstimmen, die ihrer Ableitung zu Grunde liegen. Man darf dieselben daher nur für sogenannte Faustrechnungen, oder in vorläufiger Weise benutzen, wenn eine nachträgliche Bichtigung des Fehlers beabsichtigt ist. Für diese Zwecke sind die Koeffizienten, weil sie tatsächlich mittlere Werte darstellen, wie weiterhin nachgewiesen wird, und weil sie frei von solchen Voraussetzungen sind, die erst durch die Rechnung selbst klargestellt werden müssen, gut geeignet.

Die Zahl der Autoren, welche später als Eytelwein und Prony Bestimmungen des Wertes k_1 ausgeführt haben, ist sehr groß*) und die dafür aufgestellten empirischen Formeln von entsprechend wechselnder Gestalt. Zur Berechnung von Kanälen und Rohrleitungen sind nur einzelne davon in Aufnahme gekommen, selbstverständlich diejenigen, die sich den Erfahrungen der Praxis am besten anschließen. Dies sind die Formeln von Darcy-Bazin und Ganguillet-Kutter. Darcy-Bazin fanden:

$$k_1 = a + \frac{b}{J} = a \left(1 + \frac{b}{aJ}\right), \quad \text{also} \quad k = \sqrt{\frac{1}{k_1}} = \sqrt{\frac{1}{a \left(1 + \frac{b}{aJ}\right)}} \\ = \sqrt{\frac{1}{a}} \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{b}{aJ}}}$$

oder auch:

$$k = \sqrt{\frac{1}{a}} \sqrt{\frac{J}{\frac{b}{a} + J}} \quad \dots \dots \dots \quad 1)$$

Ganguillet-Kutter geben nach sehr vielseitigen Beobachtungen den Ausdruck:

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{\delta}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{\delta}\right) \frac{n}{\sqrt{J}}}.$$

*) Näheres darüber findet man z. B. in: Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Bd. III, Abt. 1, 2. Hälfte. 3. Aufl. Leipzig 1893 — und in: Dariès. Calcul des canaux et aqueducs. Paris.

Hierin ist, wie früher, unter δ das Kanalgefälle verstanden. Es ersieht sich, daß das Glied, welches δ enthält, so wenig ins Gewicht fällt, daß dasselbe ohne eine merkliche Ungenauigkeit in die Richtung hineinzutragen, vernachlässigt werden kann. Denn so lange $\delta > 0,00155$ ist, was bei der ganz überwiegenden Anzahl von Entwässerungskanälen stattfindet, ergibt sich für $\frac{0,00155}{\delta}$ ein echter Bruch, dessen Größe gegenüber derjenigen der beiden anderen Summanden verschwindet. Werden entsprechend die mit δ behafteten Glieder fortgelassen, so erhält man:

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n}}{1 + 23 \frac{n}{\sqrt{J}}} = \frac{\left(23 + \frac{1}{n}\right) \sqrt{J}}{23n + \sqrt{J}} = \frac{(1 + 23n) \sqrt{J}}{n(23n + \sqrt{J})} \quad \dots \quad 2)$$

Einen anderen Ausdruck für k leiteten Ganguillet und Kutter aus der Darcy-Bazinschen Formel (1) ab, indem sie setzten:

$$\sqrt{\frac{1}{a}} = \alpha \quad \text{und} \quad \sqrt{\frac{b}{a} + J} = \beta + \sqrt{J}.$$

Dafür geht die Darcy-Bazinsche Formel über in:

$$k = \frac{\alpha \sqrt{J}}{\beta + \sqrt{J}} \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad 3)$$

Man erkennt, daß die Formeln 2 und 3 in ihrem Bau genau übereinstimmen, daß sie also für bestimmte Relationen zwischen n , α und β gleiche Werte liefern. Daher kann man die Formel 3 sowohl als Ganguillet-Kuttersche als auch als Darcy-Bazinsche bezeichnen.

Es sei aber kurz auf einen gewissen Unterschied hingewiesen, der sich bei den Werten von k herausstellt, je nachdem dieselben nach der Formel 2 oder nach der Formel 3 berechnet werden.

Beide Formeln liefern Werte von k , die im Verhältnis $\sqrt{J_1} : \sqrt{J}$ wachsen. Änderungen von k werden aber auch von den Konstanten n und β beeinflußt, in der Formel 2 von dem Faktor n jedoch stärker als in der Formel 3 durch den Summanden β . Wenn man daher an einem bestimmten Werte von n , der mit einem angenommenen Werte von β übereinstimmende Werte von k liefert, auch nur sehr kleine Änderungen vornimmt, so wird das aus der Formel 2 danach berechnete k schon ziemlich bedeutend von demjenigen k abweichen, das nach der Formel 3 mit dem unveränderten Werte β berechnet wurde.

Was spezieller die in den Formeln 1—3 vorkommenden Konstanten a , b , n , α , β anbetrifft, so geben Darcy-Bazin, entsprechend den Verschiedenheiten, die in dem Rauhigkeitszustande der Kanalwand je nach Material- und Arbeitsbeschaffenheit bestehen, Werte von a und b in 5 Abstufungen an. Von diesen 5 Stufen sind für den vorliegenden Zweck nur 3 von Bedeutung, die nachstehend mitgeteilt werden:

1. für sehr glatte Wand (glatter Cementputz, gehobeltes Holz u. s. w.) $\begin{cases} a = 0,0001500 \\ b = 0,0000045 \end{cases}$
2. „ glatte Wand (Quader, Ziegelstein, ungehobeltes Holz u. s. w.) $\begin{cases} a = 0,0001900 \\ b = 0,0000133 \end{cases}$
3. „ rauhe Wand (Bruchsteine u. s. w.) $\begin{cases} a = 0,0002800 \\ b = 0,0006000 \end{cases}$

Die Werte zu 1 und 2 setzen ihrer Ableitung nach Wandbeschaffenheiten voraus, welche nur in neuen, oder in dauernd sehr sauber gehaltenen Kanälen angetroffen werden. Aber auch, wenn auf die Reinhaltung der Kanalwand besondere Sorgfalt verwendet wird, kommen zwischenzeitlich abweichende Zustände vor. Die Kanalwand wird auch dauernd mit einer feinen, aus schleimigen Stoffen bestehenden Haut, der sogenannten Sielhaut (und teilweise mit Staub) bedeckt sein, welche Deckung abmindernd auf die bei sonst reinem Zustande stattfindende Geschwindigkeit wirken kann. Dies ist auch durch Beobachtungen — die namentlich in Mainz und Hamburg angestellt sind — erwiesen worden. Außerdem zeigt die Oberfläche von Ziegelsteinen sehr stark wechselnde Beschaffenheit, und es müssen aus diesem Grunde um ganz sicher sein zu können, daß die Darcy-Bazinsche Formel für den Dauerzustand der Kanäle passende Werte von a und b liefert, an diesen gewisse Erhöhungen ausgeführt werden. Wird beachtet, daß in einem größeren Kanalnetz Wandbeschaffenheiten verschiedener Art aufeinander folgen (Thonrohre, Zementrohre, Mauerwerk aus Ziegeln oder Naturstein), so leuchtet ein, daß man in der Regel von der Benutzung der feinen Abstufungen der Darcy-Bazinschen Konstanten abzusehen hat und man den wechselnden Umständen vielleicht am besten Rechnung trägt, wenn man mit gemittelten Werten rechnet. In Mainz hat man als Mittelwerte $a = 0,00017$ und $b = 0,000084$ als etwa passend beobachtet; Verfasser möchte, um recht ungünstigen Zuständen der Kanalwand Rechnung zu tragen, hierüber noch etwas hinausgehen und empfehlen zu setzen:

$$a = 0,0002 \text{ und } b = 0,00001.$$

Diese Werte stehen der Mittelstufe 2 oben nahe und empfehlen sich zur Annahme auch dadurch, daß sie Werte von k liefern, die sich in ziemlich guter Uebereinstimmung mit Werten von k befinden, welche nach den Ganguillet-Kutter-schen Formeln berechnet sind.

Ganguillet-Kutter bestimmten die Konstante n der Formel 2 ebenfalls nach 3 Abstufungen und zwar:

1. für sehr glatte Wand (glatter Cementputz, gehobeltes Holz u. s. w.) zu $n = 0,010$
2. „ glatte Wand (Ziegelstein, ungehobeltes Holz u. s. w.) . . . n = 0,013
3. „ rauhe Wand (Bruchsteine u. s. w.) n = 0,017.

Hiervom kann, um in einige Uebereinstimmung mit den zur Benutzung oben empfohlenen erhöhten Werten von a und b zu kommen, der mittlere Wert $n = 0,0013$ als passend angenommen werden. Nur wo voraussichtlich der Betrieb der Kanäle nachlässig gehandhabt wird, mag man mit n auf $0,014$ — $0,017$ hinaufgehen.

Die Konstante α der Formel 3 setzen Ganguillet-Kutter gleichmäßig $= 100$, dagegen die Konstante β mit dem Rauhigkeitszustande der Wand veränderlich; und zwar soll β in 12 Abstufungen wechseln, wie folgt:

$$\beta = 0,12 - 0,15 - 0,20 - 0,27 - 0,35 - 0,45 - 0,56 - 0,72 - 0,93 - 1,22 - 1,67 - 2,44.$$

Für Kanalwandungen kommen aus dieser Reihe nur die ersten 6—8 Stufen in Betracht, und man mag annehmen:

- | | |
|---|---------------------------------|
| für dauernd glatten und reinen Zementputz, auch Thonrohre | $\beta = 0,12 - 0,15$ |
| „ Ziegel- und Quadermauerwerk | $\beta = 0,20 - 0,27$ |
| „ Bruchsteinmauerwerk | $\beta = 0,35 - 0,72$ |

Als Mittelwert, der den oben angenommenen Mittelwerten von a , b und n entspricht, ist $\beta = 0,30$ zu benutzen; nur wo nachlässiger Betrieb der Kanäle zu erwarten ist, mag man mit $\beta = 0,35$ oder einem noch höheren Werte rechnen. Beobachtungen in Hamburg und Karlsruhe ergaben bei reinem

Wasser und schmutziger Wand, oder, umgekehrt, bei schmutzigem Wasser und reiner Wand bei Ziegelmauerwerk $\beta = 0,45$ und bei Thonrohren $\beta = 0,27$.

Es mag sein, daß unter besonderen Verhältnissen, z. B. wenn gute Gefälle vorhanden sind, die Kanäle auch sorgfältig rein gehalten werden, und wenn die Kanalsohle etwa mit Platten aus glasiertem Thon belegt ist — wie dies in neuerer Zeit öfter ausgeführt wird — die zur Benutzung empfohlenen Werte von a , b , n und β reichlich hoch sind, also einen Wert k ergeben, der hinter dem passenden Werte k mehr oder weniger zurückbleibt. Das ist indessen nicht als Fehler, sondern im allgemeinen als ein Vorzug anzusehen, indem dadurch die Sicherheit dafür, daß die Kanalprofile das Verlangte wirklich leisten, vergrößert wird.

Führt man die zur Anwendung vorgeschlagenen Konstantenwerte in die Formeln 1, 2 und 3 ein, so erhält man:

nach Darcy-Bazin:

$$k = 70 \sqrt{\frac{J}{0,05 + J}}; \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad 4)$$

nach Formel 2 von Ganguillet-Kutter:

$$k = \frac{100 \sqrt{J}}{0,8 + \sqrt{J}}; \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad 5)$$

nach Formel 3 von Ganguillet-Kutter:

$$k = \frac{100 \sqrt{J}}{0,8 + \sqrt{J}} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad 6)$$

Da Gleichung 6 mit (5) übereinstimmt, ist erwiesen, daß für $n = 0,013$ in der Ganguillet-Kutterschen allgemeinen Formel und $\beta = 0,3$ in der abgekürzten Formel derselben Autoren beide Formeln gleiche Werte von k liefern.

Für die am meisten angewendeten Profilformen, den Kreis und das Eiprofil mit dem Achsenverhältnis $3/2$, erhält man durch Einsetzen der für ganze Füllung geltenden Werte von J , nämlich:

$$\text{Kreisprofil: } \frac{d^2 \frac{\pi}{4}}{d \pi} = \frac{d}{4};$$

$$\text{Eiprofil } (\frac{3}{2}): \frac{4,594 \left(\frac{d}{2}\right)^2}{7,930 \frac{d}{2}} = \frac{4,594 d}{2 \cdot 7,930} = \frac{d}{3,45};$$

nach Darcy-Bazin:

$$\text{Kreisprofil: } k = 70 \sqrt{\frac{d}{0,2 + d}}; \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad 7)$$

$$\text{Eiprofil } (\frac{3}{2}): \quad k = 70 \sqrt{\frac{d}{0,1725 + d}}; \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad 8)$$

nach Ganguillet-Kutter:

$$\text{Kreisprofil: } k = \frac{100 \sqrt{d}}{0,6 + \sqrt{d}}; \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad 9)$$

$$\text{Eiprofil } (\frac{3}{2}): \quad k = \frac{100 \sqrt{d}}{0,557 + \sqrt{d}} \quad \dots \dots \dots \dots \dots \quad 10)$$

§ 281. In den Ausdrücken für k kommt entweder der hydraulische Radius oder, wie bei Prony, die Geschwindigkeit v vor, Größen, die noch unbekannt sind, wenn man k in die Gleichungen für v oder für Q einsetzt. Man ist daher außer stande, v oder Q direkt zu bestimmen. Dadurch entstehen für die Ausführung der Rechnung Unbequemlichkeiten, für die man auf verschiedene Weise Abhilfe gesucht hat. Gewisse Erleichterungen bietet die Zuhilfenahme graphischer Darstellungen, aus welchen für bestimmte Profilformen (gewöhnlich das Kreisprofil und das Eiprofil $\frac{3}{2}$) die eine oder andere der gesuchten Größen abgelesen oder durch Abgreifen mit dem Zirkel entnommen werden kann. Neben den Diagrammen giebt es für bestimmte Profile auch Tabellen, die demselben Zwecke dienen*).

Die Gebrauchsfähigkeit aller solcher Behelfe wird dadurch beeinträchtigt, daß denselben immer nur ein oder ein paar bestimmte Profile zu Grunde gelegt sind, und ganze Füllung derselben vorausgesetzt ist. Die Behelfe versagen also, wenn abweichende Profilformen, beziehungsweise nur teilweise Füllungen zu Grunde gelegt werden sollen**). In neuerer Zeit wird aber Wechseln in den Profilformen, sowie der Verfolgung verschiedener Füllungszustände von Kanälen im allgemeinen ein höherer Wert beigelegt, als früher, wo man sich oft mit den beiden Formen: Kreisprofil und Eiprofil beholf, und immer von einem einzigen bestimmten Füllungszustand ausging. Aus der erfolgten Änderung erwächst aber den Konstruktionsbüros die Aufgabe, Tabellen oder graphische Darstellungen von größerer Mannigfaltigkeit selbst anzufertigen.

Verfasser läßt eine größere Anzahl von Tabellen zu Profilberechnungen folgen, die auf breiterer Basis, als derjenigen, welche bisher eingehalten zu werden pflegte, entworfen sind, indem sie wohl alle in der neueren Zeit in Gebrauch gekommenen Profiltypen berücksichtigen, und auch frei von der Beschränkung sind, daß sie sich auf einen einzigen Füllungszustand — nämlich den des ganzen Profils — beziehen. Die Tabellen ziehen jeden in dem Profil überhaupt möglichen Füllungszustand in Betracht und gehen hierdurch weit über dasjenige hinaus, was bereits früher von Frank oder noch anderen Autoren geboten worden war.

Bevor auf diese Tabellen näher eingegangen wird, sei an einem Beispiel des Verfahrens gezeigt, wie auch ohne derartige Behelfe die am häufigsten bei Kanalberechnungen vorkommende Aufgabe der Profilberechnung gelöst wird.

§ 282. Es handelt sich bei der Berechnung von Kanälen (auch von Wasserleitungen), abgesehen von dem Werte k , um vier Größen, nämlich:

- die sekundliche Wassermenge Q (cbm),
- die sekundliche Geschwindigkeit v (m),
- den Kanalquerschnitt, F oder den Durchmesser des Profils d bzw. r (F in qm, d oder r in m),
- das relative Gefälle $\frac{h}{l} = \delta$.

*) Von Hilfsmitteln dieser Art seien hier angegeben:

1. Diagramme von Baumeister in: Zeitschr. f. Baukunde 1884 — und auszugsweise in: Baumeister, R. Städtisches Straßenwesen und Städtereinigung; Berlin 1890.
 2. Desgl. von Gerhard in Gesundheitsingenieur 1883.
 3. Desgl. von Frank. Berechnung der Kanäle und Rohrleitungen, 1886 — und von demselben in: Deutsche Bauzeitung 1889 — ferner in: Handbuch der Architektur. Teil III, Bd. 5. 2. Aufl. Darmstadt 1892.
 4. Desgl. von Schück, Hobrecht u. a.
- **) Eine allerdings nicht sehr weit reichende Ausnahme machen die oben angegebenen Tabellen von Frank.

Von diesen vier Größen müssen irgend zwei bekannt sein, um die beiden anderen finden zu können. Die vier Größen können in folgenden sechs Verbindungen vorkommen:

1. Fall: gegeben Q und δ , dann sind gesucht: F und v ;
2. " " " Q " v , " " " F " δ ;
3. " " " Q " F , " " " " v " δ ;
4. " " " F " δ , " " " " Q " v ;
5. " " " F " v , " " " " Q " δ ;
6. " " " v " δ , " " " " Q " F .

Der erste Fall ist der gewöhnlich vorliegende, der zweite ohne Bedeutung. Die übrigen vier Fälle sind ebenfalls von minderer Bedeutung; sie können sowohl bei Berechnung neuer Kanäle als bei Ermittlungen an vorhandenen Kanälen auftreten.

Hier soll der Fall 1 als vorliegend angenommen werden, und zwar zweimal, wobei es sich einmal um ein größeres, ein andermal um ein geringes Q handelt. Das Gefälle δ wird für beide Werte von Q als gleich vorausgesetzt. Die Berechnung von gleichzeitig zwei Beispielen geschieht, um aus den Ergebnissen ein mehr anschauliches Bild besonders über die Verschiedenheiten in der Größe des Koeffizienten k zu gewinnen, je nachdem derselbe aus den Formeln von Eytelwein, Darcy-Bazin oder Ganguillet-Kutter gewonnen wurde.

$$\text{Es sei: } \begin{cases} Q_1 = 0,600 \text{ cbm} \\ Q_2 = 0,010 \end{cases}; \quad \delta = \frac{1}{400} = 0,0025.$$

Die Leitungen sollen Kreisquerschnitt erhalten, und es wird ganze Füllung der Profile vorausgesetzt.

Um F (d oder auch v) zu finden, werden vorläufig Näherungswerte von d mittels des Eytelweinschen Koeffizienten $k = 50$ ermittelt. Dieselben finden sich aus:

$$0,600 = 50 d_1^2 \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{d}{4}} 0,0025 \quad \text{und bezw.: } 0,010 = 50 d_2^2 \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{d_2}{4}} 0,0025$$

$$\text{zu: } d_1 = \sqrt[5]{\frac{0,6 \cdot 4 \cdot 2}{50 \cdot \pi \cdot 0,05}} = 0,906 \text{ m} \quad \text{und bezw. } d_2 = \sqrt[5]{\frac{0,01 \cdot 4 \cdot 2}{50 \cdot \pi \cdot 0,05}} = 0,400 \text{ m.}$$

Für diese Werte von d berechnen sich genauere Werte von k :
nach Darcy-Bazin (Gleichung 7 oben):

$$k_1 = 70 \sqrt{\frac{0,906}{0,2 + 0,906}} = 63,4, \quad k_2 = 70 \sqrt{\frac{0,40}{0,2 + 0,40}} = 57,4;$$

nach Ganguillet-Kutter (Gleichung 9 oben):

$$k_1 = \frac{100 \sqrt{0,906}}{0,6 + \sqrt{0,906}} = 61,4, \quad k_2 = \frac{100 \sqrt{0,40}}{0,6 + \sqrt{0,40}} = 51,3.$$

Für diese genaueren Werte von k finden sich berichtigte Werte von d :

$$\begin{array}{ll} \text{nach Darcy-Bazin } & d_1 = 0,865 \text{ m}, \quad d_2 = 0,389 \text{ m;} \\ \text{nach Ganguillet-Kutter } & d_1 = 0,870 \text{ m}, \quad d_2 = 0,397 \text{ m.} \end{array}$$

Es kann nun leicht ermittelt werden, ob die gebrauchten Werte von k hinreichend genau waren oder der nochmaligen Berichtigung bedürfen. Mit den berichtigten Werten von d erhält man:

$$\begin{array}{ll} \text{nach Darcy-Bazin } & k_1 = 63,0, \quad k_2 = 56,9; \\ \text{nach Ganguillet-Kutter } & k_1 = 61,0, \quad k_2 = 51,0. \end{array}$$

Diese Werte liegen dem für die Berechnung der berichtigten Werte von d benutzten Werten k so nahe, daß die Unterschiede, welche eine nochmals wiederholte Berechnung von d ergeben würde, praktisch gleich Null sind. Es können deshalb die nach einmaliger Berichtigung erhaltenen Werte von d als zutreffend angesehen werden.

Sollen für die oben angenommenen Wassermengen und dasselbe Gefälle Eiprofile mit dem Achsenverhältnis 3:2 berechnet werden, so hat man zunächst:

$$Q = k \cdot 4,594 \frac{d^2}{4} \sqrt{\frac{d}{3,45} \delta}, \text{ woraus die allgemeine Formel:}$$

$$d = \sqrt[5]{\frac{Q \cdot 4 \sqrt{3,45}}{k \cdot 4,594 \sqrt{\delta}}} = \sqrt[5]{\frac{4 \cdot 1,858}{4,594}} \sqrt[5]{\frac{Q}{k \sqrt{\delta}}} = 1,10 \sqrt[5]{\frac{Q}{k \sqrt{\delta}}}.$$

Wird hierin vorläufig $k = 50$ gesetzt, so ergibt sich:

$$d_1 = 1,10 \sqrt[5]{\frac{0,6}{50 \cdot 0,05}} = 1,10 \sqrt[5]{0,24} = 0,831 \text{ m, bzw.:}$$

$$d_2 = 1,10 \sqrt[5]{\frac{0,010}{50 \cdot 0,05}} = 1,10 \sqrt[5]{0,004} = 0,873 \text{ m.}$$

Für diese Werte von d ergeben sich berichtigte Werte von k nach:

Darcy-Bazin (Gleichung 7) $k_1 = 63,7$ und $k_2 = 57,9$,

Ganguillet-Kutter (Gleichung 9) . . . $k_1 = 62,1$, $k_2 = 52,3$,

und hierfür findet man als berichtigte Größen der Durchmesser der beiden Eiprofile:

$$\begin{aligned} d_1 &= 0,792 \text{ m und } d_2 = 0,363 \text{ m,} \\ \text{bzw. } d_1 &= 0,795 \text{ m, } d_2 = 0,369 \text{ m.} \end{aligned}$$

Die hiernach berichtigten Werte von k sind nach:

Darcy-Bazin berechnet $k_1 = 62,5$ und $k_2 = 56,1$,

Ganguillet-Kutter berechnet . . . $k_1 = 60,0$, $k_2 = 50,3$.

Auch diese Werte liegen den erstmalig berichtigten Werten von k so nahe, daß durch ihre Einführung in eine wiederholte Berechnung von d sich keine nennenswerten Änderungen ergeben würden.

Da in den benutzten Ausdrücken für k das Leitungsgefälle nicht vorkommt, so wird bei Einführung weder größerer noch geringerer Gefälle als das oben benutzte mittlere auch kein anderes Bild als das gewonnene sich ergeben. Dadurch ist erwiesen, daß bei mittleren und größeren Rohr-etc. Weiten durch vorläufige Benutzung des Eytelweinschen Koeffizienten $k = 50$ und nur einmalige Wiederholung der Rechnung mit einem nach Darcy-Bazin oder Ganguillet-Kutter berichtigten Werte von k so genaue Profilgrößen gewonnen werden, als die Praxis bei Ausführung von Entwässerungsleitungen nur fordern kann. Etwas anderes mag die Sachlage bei Wasserleitungen mit größerem und großem Rohrkaliber sein, wenn dieselben aus Eisen hergestellt werden, weil bei diesen Sicherheit dafür vorhanden sein muß, daß der Querschnitt „voll läuft“, und weil auch selbst ein nur geringes Mehr oder Weniger an der Weite derselben vielleicht nicht un wesentlich auf die Beschaffungskosten einwirkt. Ebenso kann bei engen Entwässerungsrohren — etwa unter 20 cm Weite — eine zweimalige Wiederholung der Rechnung notwendig sein, der man aber entgeht, wenn man hierbei nicht $k = 50$, sondern geringer, etwa $k = 40$, und bei den engsten Rohren noch etwas geringer ansetzt.

An die Stelle der vorstehenden, immerhin etwas umständlichen Berechnungsweise tritt häufig die einfachere: daß man einen Wert $F(d)$ vorläufig annimmt und prüft, ob derselbe der gegebenen Abflußmenge Q entspricht. Wenn nötig, ändert man; hierbei wird also die passende Lösung durch Probieren gefunden.

§ 283. Die obigen Beispiele nebst einigen weiteren Berechnungen liefern den Nachweis, daß die Einführung der Koeffizienten:

$$a = 0,0002 \text{ und } b = 0,00001$$

in die Darcy-Bazinsche Formel bei Rohren von mittlerer Weite und darüber Werte von k ergibt, welche bis etwa 10 %, durchschnittlich um etwa 5—6 %

größer sind, als die aus der — abgekürzten — Ganguillet-Kutterschen Formel hervorgehenden, wenn in derselben $\beta = 0,30$ gesetzt wird. Für kleine Rohrdurchmesser ist der Unterschied größer; er ergibt sich bei diesen wie folgt:

Rohrweiten	k berechnet nach		Unterschied
	Darcy-Bazin	Ganguillet-Kutter	
35 cm	55,9	50,9	8,5 %
30 "	54,3	47,8	12 "
25 "	52,2	45,5	13 "
20 "	49,5	42,7	14 "
16 "	46,7	40,0	14,5 "
12 "	42,9	36,6	14,6 "
10 "	40,4	34,5	14,6 "

Wendet man daher die Darcy-Bazinsche Formel, selbst mit den oben eingeführten Erhöhungen der Werte für a und b , zur Berechnung kleiner Rohre an, so liegt die Gefahr, zu geringe Rohrweiten zu erhalten, nahe, es sei denn, daß es sich um ganz glattwandige und immerwährend sorgfältig rein gehaltene Rohre handelt. Bei Leitungen für Trinkwasserversorgungen mag diese Bedingung erfüllt sein; bei Schmutzwasserleitungen kann darauf nicht gerechnet werden. Es empfiehlt sich deshalb für diese Zwecke vom Gebrauch der Darcy-Bazinschen Formel abzusehen und anstatt ihrer die mehr Sicherheit für das Vorhandensein ausreichender Querschnittsgrößen bietende abgekürzte Ganguillet-Kuttersche Formel mit $\beta = 0,13$ zu benutzen, die auch den Vorzug hat, im Gebrauch etwas bequemer zu sein.

§ 284. Von noch mehr Bedeutung als dies Ergebnis ist der in den Zahlen der obigen Tabelle enthaltene Nachweis der sehr großen Veränderlichkeit von k . Wie die Formeln 4 und 5 oben leicht erkennen lassen und wie es weiterhin auch ergänzend bestätigt wird, wechselt der Wert k zwischen den Grenzen etwa 20 und 70; er geht für die allerkleinsten Werte von J sogar bis auf 16 herab. Man erhält also für kleine Rohre (oder, was dasselbe ist, auch für geringe Wasserquerschnitte) durch die unterschiedlose Anwendung des Eytelweinschen Koeffizienten $k = 50$, die Querschnitte kleiner Kanäle und Rohre viel zu gering (bis etwa 33 %), dagegen die Querschnitte großer Kanäle um 30—40 % zu groß. Ersteres kann unter Umständen verhängnisvoll sein; letzteres ist wenigstens sehr unwirtschaftlich.

Will man aus bloßen Bequemlichkeitsgründen mit einem von dem hydraulischen Radius unabhängigen Koeffizienten k für endgültige Querschnittsberechnungen Gebrauch machen, so muß wenigstens so viel geschehen, denselben den Rohrweiten einigermaßen entsprechend veränderlich zu machen. Es sind für Rohre mit Kreisquerschnitt bei der folgenden Reihe von Rohrweiten die nähernd zutreffenden Werte von k angegeben:

für Weiten zwischen 10 und 20 cm: $k = 37$			
"	"	20 "	30 " $k = 44$
"	"	30 "	45 " $k = 50$
"	"	45 "	75 " $k = 55$
"	"	75 "	100 " $k = 60$
"	"	100 "	150 " $k = 70$
und darüber: $k = 70$.			

Für Kanäle nach dem gewöhnlichen Eiprofil kann man nehmen:

bei Weiten 18/20— 20/30 cm:	$k = 44$
" " 20/30— 30/45 "	$k = 48$
" " 30/45— 45/68 "	$k = 52$
" " 45/68— 60/90 "	$k = 56$
" " 60/90—100/150 "	$k = 60—65.$

Will man diese Koeffizienten gelten lassen, so können die Geschwindigkeiten und Wassermengen bei gegebenem F und gegebenem Gefälle δ , und, umgekehrt, bei gegebener Wassermenge und gegebenem Gefälle, die Profilgrößen von Rohren mit Kreisquerschnitt und von Kanälen nach dem Eiprofil 3/2 nach einfachen Formeln ohne Wiederholung der Rechnung bestimmt werden, selbstverständlich unter der Annahme ganzer Füllung der Profile. Denn die Einsetzung der Werte von J in die allgemeinen Formeln für Geschwindigkeit und Wassermenge liefert: für das Rohr von Kreisquerschnitt:

$$v = k \sqrt{\frac{d}{4}} \sqrt{\delta} = 0,5 k \sqrt{d} \sqrt{\delta} \quad \dots \dots \dots \quad 1)$$

$$Q = d^2 \frac{\pi}{4} 0,5 k \sqrt{d} \sqrt{\delta} = 0,393 k d^2 \sqrt{d} \sqrt{\delta} \quad \dots \dots \dots \quad 2)$$

$$\sqrt{d^5} = \frac{Q}{0,393 k \sqrt{\delta}} \quad \text{oder} \quad d = 1,454 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{k^2 \delta}} \quad \dots \dots \dots \quad 3)$$

und für das Eiprofil:

$$v = k \sqrt{\frac{d}{3,45}} \sqrt{\delta} = 0,538 k \sqrt{d} \sqrt{\delta} \quad \dots \dots \dots \quad 4)$$

$$Q = 0,538 \cdot 4,594 \frac{d^2}{4} k \sqrt{d} \sqrt{\delta} = 0,618 k d^2 \sqrt{d} \sqrt{\delta} \quad \dots \dots \dots \quad 5)$$

$$\sqrt{d^5} = \frac{Q}{0,618 k \sqrt{\delta}} \quad \text{oder} \quad d = 1,212 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{k^2 \delta}} \quad \dots \dots \dots \quad 6)$$

Diese Gleichungen lassen den großen Einfluß, den die richtige Bestimmung des Koeffizienten k auf die Kanalweite ausübt, besonders scharf hervortreten, und fordern dadurch zur Vorsicht auf.

Dieselben können auch dazu benutzt werden, ein Kreisprofil von bestimmter Wasserführung in ein gleich leistungsfähiges Eiprofil, und, umgekehrt, ein Eiprofil in ein Kreisprofil in einfachster Weise umzurechnen. Denn wenn man von kleinen Unterschieden der beiden Werte von $J(k)$ absieht, die das Resultat nur unmerklich berühren, so finden folgende Verhältnisse statt:

Der Durchmesser eines mit dem Kreisprofil gleiche Wassermengen Q abführenden Eiprofils (3/2) ist:

$$d_1 = \frac{1,212}{1,454} d = 0,837 d,$$

und der Durchmesser eines Eiprofils (3/2), das mit dem Kreisprofil gleiche mittlere Geschwindigkeit ergibt:

$$d_1 = \frac{0,538}{0,500} d = 1,076 d.$$

§ 285. Wenn nach den vorstehenden Darlegungen die Berechnung eines zu einer bestimmten Wassermenge Q , oder einer bestimmten mittleren Geschwindigkeit v gehörenden Kreis- oder Eiprofils (mit dem Achsenverhältnis 3 : 2), sofern ganze

Füllung des Profils vorausgesetzt wird, immer eine einfache Aufgabe ist, so ändert sich die Sachlage in dem Falle, daß die Aufgabe so gestellt ist, daß der Durchmesser eines Profils zu suchen ist, das für einen beliebigen Füllungszustand, der zwischen Null und ganzer Füllung liegt, passend sein soll, bezw. welches bei einer gewissen, zwischen Null und ganzer Füllung liegenden Füllungshöhe eine bestimmte Geschwindigkeit ergibt. Diese Aufgabe schließt eine Reihe anderer ein, z. B. auch die wichtige, oft vorliegende: zwei oder mehrere Profile von abweichender Gestalt hinsichtlich desjenigen Füllungszustandes miteinander zu vergleichen, der in denselben bei Gleichheit der Wasserführung Q entsteht. Oder auch die ähnliche: zu ermitteln, wie sich bei gewissen Änderungen der Wasserführung Q die Füllungszustände in zwei oder mehr Profilen von verschiedener Gestalt ändern? Gleichartige Aufgaben, wie die beiden vorstehenden, können mit Bezug auf die Größen und Änderungen der Geschwindigkeiten, die bei beliebigen Füllungszuständen stattfinden, zu lösen sein. Es kann ferner erwünscht sein, durch kurze Rechnungen zu ermitteln, welche Änderungen an den Profilgrößen und Profilformen notwendig sind, um gleiche Wasserführung oder gleiche Geschwindigkeit zu erzielen, wenn bestimmte Änderungen des Gefälles stattfinden, und es kann Wert haben, auch über verschiedene zur freien Wahl stehende Profilformen Vergleiche wirtschaftlicher Art anzustellen, insoweit solche durch die allerdings nicht allein maßgebende Größe des Verhältnisses $\frac{u}{Q}$ (d. h. Umfang, dividiert durch Wasserführung) bestimmt ist. Endlich ist hier an verschiedene Aufgaben zu erinnern, die sich auf bestehende Leitungen beziehen: Es kann nach der Wasserführung derselben bei gewissen Füllungszuständen, nach der Geschwindigkeit und nach dem Leitungsgefälle gefragt werden, wenn gewisse, durch direkte Messungen ermittelte Zahlen vorliegen, und es kann auch die unter Umständen sehr wichtige Aufgabe vorliegen, Messungsergebnisse, die nicht zweifelsfrei sind, auf rechnerischem Wege zu kontrollieren.

Für alle vorstehend erwähnten und noch andere bei Abflußleitungen auftretende Fragen würde die Lösung verhältnismäßig einfach zu finden sein, wenn es möglich wäre, mit Bezug auf jede in der Praxis angewandte Profilform und für jedes Teilstück der Profilgröße einfache analytische Ausdrücke für den Querschnitt F und den Umfang u aufzustellen. Da aber bekanntlich die sogenannten cyclischen Funktionen von verwickelter Gestalt sind, scheitert der bezügliche Wunsch. Selbst bei denjenigen Profilen, für welche die Formeln noch verhältnismäßig einfach ausfallen, lassen sich die Rechnungen niemals direkt ausführen, sondern nur indirekt und durch wiederholte Annäherung an die Wirklichkeit.

Dieser Zustand legt den Gedanken nahe, für eine Anzahl von Profiltypen die Lösung der oben angedeuteten Aufgaben in einer anderen, einfacheren Weise als unter Benutzung verwickelter cyclischer Funktionen zu bewirken, sei es ganz, sei es so weit, daß die dem Konstrukteur (oder Rechner) noch verbleibende Arbeit auf ein Kleinstmaß beschränkt wird. Es ist selbstverständlich, daß ein derartiges Vorgehen bei verwickelteren Profilformen ein gewisses Opfer an Genauigkeit fordert. Dasselbe läßt sich jedoch in so enge Grenzen einschließen, daß es für die Praxis bedeutungslos wird.

Der im folgenden eingeschlagene Weg hierzu ist bereits von anderen Autoren mehr oder weniger weit verfolgt worden, nach der Kenntnis des Verfassers aber von keinem derselben so weit, als es im nachfolgenden geschieht. (Vergl. hierzu die Angaben im § 281.) Das Verfahren besteht darin: jeden Abschnitt oder Flächenanteil des Profils und den zugehörenden Teil des Umfangs in Teilen des

Halbmessers auszudrücken, und zwar jeden Flächenteil als Teil vom Quadrat des Halbmessers (r^2) und jeden Teil des Umfangs als Teil der 1. Potenz des Halbmessers (r). Die Berechtigung dieses Verfahrens ist an die Voraussetzung geknüpft, daß die Profilumrahmung aus Kreisbögen (von gleichem oder auch von verschiedenen Halbmessern) gebildet sei, wobei jedoch das Vorkommen gerader Stücke keineswegs ausgeschlossen ist: Bedingung ist nur, daß die Längen gerader Stücke ebenfalls in Teilen von r anzugeben und daß, wenn zu derselben Profilumrahmung Halbmesser verschiedener Längen benutzt werden, alle auf ein bestimmtes r zurückführbar sind. Es dient der Einfachheit, als dieses r (Normalwert) dasjenige zu wählen, welches für $2r$ die größte Profilweite ergibt, wobei also $r = \frac{1}{2}$ der größten Profilweite ist. Selbstverständlich ist es einflußlos, ob die größte Weite im unteren (Sohle), mittleren (Kämpfer) oder oberen Teile (Decke) des Profils vorkommt.

Man kann die Größe jedes mit Kreislinien umschriebenen Profils oder Profilteils, desgleichen die Länge des ganzen Umfangs oder eines Teils von demselben unter den angegebenen Voraussetzungen ausdrücken durch:

$$1. \quad F = (x) r^2 \quad \text{und} \quad 2. \quad u = (y) r,$$

worin x und y von der Profilform abhängige Veränderliche sind von der Beschaffenheit, daß sie für $F = 0$ und $u = 0$ ebenfalls zu Null werden, dagegen für das ganze Profil die Maximalwerte annehmen. Für den Vollkreis ist z. B. $x = \pi$ und $y = 2\pi$. Ähnlich bei anderen Profilformen hier vorausgesetzter Art; nur daß sich für die Werte x und y im allgemeinen weniger einfache Ausdrücke ergeben als beim Vollkreise. Aus den Gleichungen 1 und 2 folgen die beiden anderen:

$$3. \quad \frac{F}{u} = \left(\frac{x}{y} \right) r \quad \text{und} \quad 4. \quad \sqrt{\frac{F}{u}} = \left(\sqrt{\frac{x}{y}} \right) \sqrt{r},$$

und man hat hiernach für Geschwindigkeit v , Abflussmenge Q und größte halbe Weite der zugehörigen Profile folgende Ausdrücke:

$$5. \quad v = \left(\sqrt{\frac{x}{y}} \right) \sqrt{r} k \sqrt{\delta}. \quad 6. \quad Q = (x) \left(\sqrt{\frac{x}{y}} \right) r^2 \sqrt{r} k \sqrt{\delta}.$$

$$7. \quad r = \sqrt[6]{\frac{Q^2}{[(x) \left(\sqrt{\frac{x}{y}} \right) k \sqrt{\delta}]^2}}.$$

Die Werte:

$$x = \frac{F}{r^2}, \quad y = \frac{u}{r}, \quad \sqrt{\frac{x}{y}} = \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r}}, \quad x \sqrt{\frac{x}{y}} = \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r}}$$

lassen sich in die Spalten einer Tabelle eintragen. Man erhält darin für beliebige Höhenabschnitte der betreffenden Profile, die in der 1. Spalte der Tabelle angegeben sind, die Grundlagen zur Berechnung der Geschwindigkeiten und der Wassermengen, die den zugehörigen Höhenabschnitten entsprechen; doch müssen, um zu Zahlenwerten für v , Q und r zu gelangen, auch noch die zu jedem Höhenabschnitt gehörenden (veränderlichen) Werte von k , sowie das Gefälle δ gegeben sein.

Die Größe δ ist in jedem Einzelfalle bekannt. Was k betrifft, so hängt dasselbe (nach der Darcy-Bazinschen sowohl als nach der Ganguillet-Kutter-schen Formel) insbesondere von $\sqrt{\frac{F}{u}}$ ab, da die Konstanten, welche in

diesen Formeln enthalten sind, einen geringen Einfluß ausüben; wenigstens gilt dies, wenn es sich um Profile von einiger Größe handelt. Da aber die Werte

$\frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r}}$ in der Tabelle enthalten sind, so lassen sich auch hinreichend angenäherte Werte von k ermitteln, und es kann folglich die herzustellende Tabelle noch um ein paar Spalten erweitert werden, in welchen Zahlen Platz finden, die für jeden Profilabschnitt die Werte bezw.:

$$k, \quad \frac{k \sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r}} \quad \text{und} \quad k \frac{F}{r^2}, \quad \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r}}$$

enthalten. Aus denselben kann bei gegebener Geschwindigkeit v oder gegebener Wassermenge Q nebst bekanntem Gefälle δ die entsprechende Profilgröße (Länge r des größten Halbmessers und danach auch die Profilform) direkt bestimmt werden.

§ 286. Die folgenden 23, in der vorstehend angegebenen Weise berechneten Tabellen beziehen sich auf 21 Profiltypen, die wohl alle Formen enthalten, welche in der Praxis gebraucht werden. Jedenfalls ist die Praxis im stande, sich ohne Zwang innerhalb dieser Profiltypen zu halten. Wenn dies ausnahmsweise nicht der Fall sein sollte, ist aus dem in den Tabellen gebotenen reichen Zahlenmaterial die zu einem anderen, dem besonderen Zwecke angepaßten Profil gehörende Tabelle leicht zusammenzutragen.

Vor der beispielsweisen Benutzung der Tabellen zur Lösung von ein paar Aufgaben seien noch einige Bemerkungen zu denselben gemacht.

Die Höhenabstufungen sind in denjenigen Teilen der Profile, für welche sich das Verhältnis $\frac{F}{u}$ stark ändert, nur halb so groß gewählt als für die übrigen Teile. Die Tabellen werden dadurch geeignet, die Geschwindigkeits- und Mengenänderungen, welche bei Änderungen auch kleiner und kleinster Füllungszustände vor sich gehen, zu verfolgen, bezw. unter den großen Füllungszuständen diejenigen mit ziemlicher Schärfe zu bestimmen, für welche die Maxima von v und Q sich ergeben. Es sind in den Tabellen die betreffenden Zahlen durch fetten Druck kenntlich gemacht. Für diejenigen Profilteile, in welchen die Änderung von $\frac{F}{u}$ einigermaßen gleichförmig stattfindet, genügt es, die Abstufung jedesmal um $0,1 r$ fortschreiten zu lassen. Bei größeren Werten von r ist dieser Sprung allerdings bedeutend, erschien jedoch auch hier noch zulässig, weil, wenn man die Rechnungen für zwischenliegende Höhen ausführen will, noch hinreichende Genauigkeit durch Benutzung der beiden Nachbarwerte erzielt wird, aus welchen das arithmetische Mittel, Drittelf, Viertel u. s. w. gezogen werden kann.

Aehnliche Bemerkungen sind mit Bezug auf den Wert k zu machen. Für die eine Gruppe der Tabellen, welche sich auf Kreisprofile und Eiprofile von 20—150 cm Weite bezieht (Nr. III und IV), schreitet k um ganze Zahlen fort; bei den Tabellen I, II und V—XXIII ist k feiner (um Bruchzahlen) abgestuft. Letztere Tabellen gelten für größere, weniger oft gebrauchte Profilweiten und Profilformen verschiedener Art. Nun ist in den Tabellen, die im übrigen für jedes r gelten, nicht der Wert J , aus welchem k zu berechnen wäre, sondern

der Wert $\sqrt{\frac{J}{r}}$ enthalten. Führt man diesen in die Formel von Ganguillet-Kutter für k ein, so erhält man:

$$k = \frac{100 \sqrt{\frac{J}{r}}}{0,3 + \sqrt{\frac{J}{r}}}, \quad \text{oder} \quad k = \frac{100 \sqrt{J}}{0,3 \sqrt{r} + \sqrt{J}},$$

also einen von r abhängigen Wert, der nur für $r = 1$ allgemein geltende Werte von k liefert. Für $r < 1$ wird der Summand im Nenner kleiner, also k zu groß, für $r > 1$ findet das Umgekehrte statt. Es ergibt sich also, daß die in den Tabellen I, II und V—XXIII enthaltenen, nach obiger Gleichung berechneten Werte von k nicht für beliebig große oder kleine Profilweiten Geltung haben können, sondern nur für solche, die zwischen nicht allzu weiten Grenzen liegen. Bei der Unsicherheit indes über den richtigen Wert von k , und bei dem Umstande, daß für Entwässerungsleitungen peinlich genaue Berechnungen der Profilweiten zwecklos sind, erscheint es zulässig, den gleichen Wert k für eine gewisse Gruppe von Werten r gelten zu lassen, wenn dieselbe nur nicht übermäßig angenommen wird. Um diese Gruppe passend zu begrenzen, hat Verfasser die Werte k für einige Weiten des Kreisprofils zwischen $r = 0,5$ und $r = 1,0$ m berechnet, und aus den so erhaltenen Zahlen die Mittelwerte in die Tabellen I, II und V—XXIII aufgenommen. Die Zahlen stimmen danach genau für Profilweiten, die in der Nähe von $r = 0,75$ oder $d = 1,5$ m liegen. Je weiter man sich hiervon entfernt, um so unzutreffender werden sie, und zwar in dem Sinne, daß sie für Profilweiten unter 1,5 m etwas zu groß, für solche über 1,5 m etwas zu klein erscheinen. Da aber die Abweichungen für die Grenzen von $r = 0,5$ und $r = 1,0$ m nur einige Prozent betragen, ist es vollkommen gerechtfertigt, die Tabellen I, II und V—XXIII zur Berechnung von Profilen zwischen 1,0 und 2,0 m Weite, also die relativ häufig vorkommenden, zu benutzen.

Für die Berechnung engerer Rohre von 1,5 m abwärts und Eiprofile, ebenfalls von 1,5 m abwärts, sind die Tabellen III und IV, welche genau passende Werte von k enthalten, bestimmt. Für die seltener vorkommenden Profile von mehr als 2 m Weite wird man die im betreffenden Falle richtigen Werte von k besonders zu berechnen haben.

Noch eine weitere Bemerkung ist zu den Werten k erforderlich, soweit diese bei anderen Füllungszuständen als ganzer Füllung benutzt werden.

Streng genommen ist in die Formel für k dasjenige r einzusetzen, das dem betreffenden Teile des Querschnitts zugehört; dies r ist aber für alle von der Kreisform abweichenden Profile wechselnd. Indem von diesem Wechsel notwendigerweise abgesehen werden mußte, und ein gleichbleibendes, der Bedingung $2r = \text{größte Profilweite}$ entsprechendes r bei allen Berechnungen von k zu benutzen war, ist eine andere kleine Ungenauigkeit in die Tabellen hineingetragen, die ebenfalls in den Kauf zu nehmen ist. Das erscheint aber ebenfalls zulässig; wenn und wo etwa nicht, steht nichts im Wege, zu genaueren Werten dadurch zu gelangen, daß man bei Profilen, deren Umrahmung nach wesentlich verschiedenen Radien hergestellt werden sollen, bzw. hergestellt sind, vorläufig den in der betreffenden Tabelle enthaltenen Wert von k einführt, und alsdann zu Ermittelungen über Geschwindigkeiten, Wassermengen und Füllungszustände, von welchen ein besonderer Grad von Genauigkeit beansprucht wird,

in den verschiedenen Profilteilen von den nach der Gleichung $k = \frac{100\sqrt{J}}{0,3\sqrt{r} + \sqrt{J}}$ berechneten Werten Gebrauch macht. Immer aber werden dadurch, da in den Formeln für v und Q der sehr kleine Faktor $\sqrt{\delta}$ vorkommt, die Endresultate nur wenig beeinflusst.

Uebrigens sind die k -Werte nur aus dem Grunde in die Tabellen aufgenommen, um jeder Möglichkeit des Vorgehens Raum zu lassen; allerdings ist dadurch der Umfang der Tabellen nicht unerheblich vermehrt worden.

Die oben erwähnten sprungweisen Änderungen von k bringen es mit sich, daß die Endzahlen der Tabellen sich weniger kontinuierlich ändern, als der Wirklichkeit entspricht. Es ist aber leicht, in bestimmten Fällen an den gebotenen Zahlen selbst durch Einschaltungen, kleine Wegnahmen und Zusätze jeden beliebigen Grad des gleichmäßigen Fortschreitens zu erzielen.

Schließlich: Die Berechnung der Zahlen der Tabellen ist unter Benutzung fünfstelliger Logarithmen und bis auf 4, teilweise 5 Dezimalstellen genau geschehen. Um den Tabellenumfang nicht ins Ungehörliche zu vermehren, sind Abkürzungen auf 3 und beziehungsweise 2 Dezimalstellen ausgeführt; auch dadurch ist dem nötigen Genauigkeitsgrade kein wesentlicher Schaden erwachsen.

§ 287. Weil das Kreisprofil und das Eiprofil 3/2 gewissermaßen die Grundformen der Profile darstellen, folgen hier zunächst 4 Tabellen, welche zu diesen beiden Formen gehören.

Auf keine andere Weise als mit Hilfe solcher Tabellen läßt sich eine so genaue Einsicht in die Eigenschaften der Profile erreichen, und zwar nicht nur insoweit, als es sich um das ganze Profil handelt, sondern ebenso sehr mit Bezug auf beliebige Abschnitte desselben, wie dies an späterer Stelle genau erwiesen werden wird.

(Siehe Tabellen I—IV S. 433 ff.)

Zur Erläuterung des Gebrauchs der Tabellen I und II und V—XXIII mögen folgende Beispiele dienen:

1. Beispiel zu den Tabellen I und II. Es soll der Halbmesser einer im Gefälle $\delta = \frac{1}{400}$ liegenden Rohrleitung von Kreisquerschnitt bestimmt werden, die bei der Füllung von $\frac{1}{4}$ der Höhe die Geschwindigkeit $v = 0,8$ m ergibt.

$\frac{1}{4}$ der Füllungshöhe ist $= 0,5 r$. Hierfür findet sich in Spalte 7 der Tabelle I für $\frac{v}{\sqrt{r}}$ die Zahl 32,574; mithin ist $\frac{0,8}{\sqrt{r}} = 32,574 \sqrt{\frac{1}{400}}$, woraus $r = 0,240$ m, oder $d = 0,480$ m.

Wenn $v = 0,8$ m erst bei der Füllungshöhe von $\frac{3}{4}$ erreicht werden soll, hat man:

$$\frac{0,8}{\sqrt{r}} = 53,069 \sqrt{\frac{1}{400}} \text{ und daraus } r = 0,09, \text{ oder } d = 0,18 \text{ m.}$$

Wenn anstatt der Kreisprofile für dieselben Geschwindigkeiten und dasselbe Gefälle wie vor Eiprofile 3/2 zu berechnen sind, ist $\frac{1}{4}$ der Füllungshöhe $= 0,75 r$ und $\frac{3}{4}$ der Füllungshöhe $= 2,25 r$. Hierfür hat man nach Tabelle II, indem man die Mittel aus den beiden Nachbarzahlen nimmt:

$$\frac{0,8}{\sqrt{r}} = \frac{34,343 + 36,701}{2} \sqrt{\frac{1}{400}} \text{ und bezw. } \frac{0,8}{\sqrt{r}} = \frac{56,341 + 56,769}{2} \sqrt{\frac{1}{400}},$$

welche Ausdrücke $r = 0,203$ m und bezw. $r = 0,08$ m ergeben.

Es sind also die nächstliegenden Profile 40/60 cm und bezw. 16/24 cm zu benutzen.

2. Beispiel zu den Tabellen I und II. Es wird der Durchmesser einer Rohrleitung gesucht, die im Gefälle $\delta = \frac{1}{400}$ liegt und bei $\frac{3}{10}$ der Füllungshöhe 0,8 cbm Wasser führen kann.

0,3 der Füllungshöhe des Kreisprofils sind $= 0,6 r$, wofür sich in Spalte 8 der Tabelle I die Zahl 28,722 findet; mithin ist:

$$\frac{0,3}{\sqrt{r^6}} = 28,722 \sqrt{\frac{1}{400}} \text{ und daraus } r = 0,534 \text{ m, oder } d = 1,07 \text{ m.}$$

Wenn anstatt 0,3 der Füllungshöhe 0,6 zugelassen werden oder, in Teilen des Halbmessers ausgedrückt, $1,2 r$, so hat man:

$$\frac{0,3}{\sqrt{r^6}} = 98,876 \sqrt{\frac{1}{400}} \text{ und daraus } r = 0,326, \text{ oder } d = 0,65 \text{ m.}$$

Sind anstatt der Kreisprofile Eiprofile 3/2 zu bestimmen, so entspricht $\frac{1}{10}$ der Füllungshöhe $0,9 r$, wofür nach Tabelle II ist:

$$\frac{0,3}{\sqrt{r^6}} = 37,784 \sqrt{\frac{1}{400}}, \text{ woraus } r = 0,479 \text{ m, also ein Eiprofil 96/144 cm als notwendig folgt.}$$

Werden $\frac{1}{10}$ Füllungshöhe, also $1,8 r$ zugelassen, so ist nach Tabelle II:

$$\frac{0,3}{\sqrt{r^6}} = 138,58 \sqrt{\frac{1}{400}}, \text{ woraus } r = 0,285 \text{ m.}$$

Dem entspricht das nächsthöhere Eiprofil von 60/90 cm.

3. Beispiel zu den Tabellen I und II. Ein Kanal von Kreisquerschnitt mit dem Durchmesser 0,934 m führt bei dem Gefälle $\delta = \frac{1}{625}$ und der Füllungshöhe von 0,7 m die Wassermenge $Q = 0,8 \text{ cbm}$. Es soll ermittelt werden, um wie viel das Gefälle zu vergrößern ist, um die Füllungshöhe bei unverändertem Durchmesser um 14 cm zu vermindern, also auf 0,56 m herab zu drücken.

Zunächst ist die beabsichtigte geringere Füllungshöhe in Teilen von r darzustellen; dazu hat man:

$$0,56 = \frac{0,934}{2} x r, \text{ woraus } x r = 1,2 r.$$

Hierfür findet sich in Spalte 8 der Tabelle I der Wert 98,876, und es ist mithin:

$$\frac{0,8}{\sqrt{0,467^6}} = 98,876 \sqrt{\frac{1}{\delta_1}}, \text{ oder } \sqrt{\frac{1}{\delta_1}} = 0,05427 \text{ und } \frac{1}{\delta_1} = 0,002945, \text{ oder } \delta_1 = 340.$$

Es muß daher, um die gewünschte niedrigere Lage des Wasserspiegels in dem Kanal zu erreichen, das Gefälle von $\frac{1}{625}$ auf etwa die Hälfte, oder, genauer, auf $\frac{1}{340}$ vergrößert werden.

Dieselbe Senkung des Wasserspiegels wie vor soll, ohne daß eine Veränderung des Gefälles stattfindet, durch Vergrößerung der Kanalweite erreicht werden. Wie groß muß der dazu erforderliche neue Durchmesser d_1 sein? Es ist:

$$\frac{0,8}{\sqrt{r_1^6}} = 98,876 \sqrt{\frac{1}{625}} = 3,955, \text{ woraus } r_1 = 0,5277 \text{ m, oder } d_1 = 1,055 \text{ m.}$$

4. Beispiel zu den Tabellen III und IV. Welche Geschwindigkeiten finden in einer nach dem Gefälle $\frac{1}{625}$ verlegten Rohrleitung, bezw. einer nach dem Eiprofil 3/2 geformten Leitung statt, wenn beide bis zu 0,75 der Höhe gefüllt und die Weiten beider Profile $= 0,5 \text{ m}$ sind? Dieselbe Frage soll mit Bezug auf die Abflußmengen beantwortet werden.

0,75 m Füllungshöhe sind für das Kreisprofil $1,5 r$, für das Eiprofil $2,25 r$.

Für ersteres ist nach Tabelle III (S. 436):

$$v = 21,76 \sqrt{\frac{1}{625}} = 0,87 \text{ m und } Q = 3409 \sqrt{\frac{1}{625}} = 136,4 \text{ l,}$$

für letzteres nach Tabelle IV:

$$v = \frac{23,58 + 23,72}{2} \sqrt{\frac{1}{625}} = 0,946 \text{ m und } Q = \frac{5038 + 5237}{2} \sqrt{\frac{1}{625}} = 205,5 \text{ l.}$$

Für Aufgaben ähnlicher und anderer Art ist die Lösung aus den Tabellen ähnlich leicht wie vor und für jede von den berechneten 21 Profiltypen zu gewinnen.

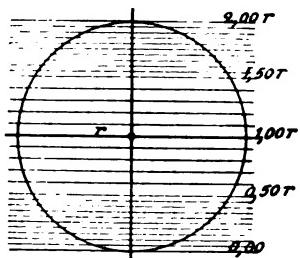


Tabelle I:
Kreisprofil.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \frac{1}{\sqrt{r}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \frac{1}{\sqrt{r}}$	6. k	7. $(\frac{v}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $(\frac{q}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,021	0,637	0,183	0,004	38,5	6,131	0,134
0,1	0,059	0,905	0,256	0,015	41,3	10,573	0,620
0,15	0,107	1,110	0,311	0,038	46,3	14,399	1,528
0,2	0,164	1,289	0,357	0,059	49,6	17,707	2,926
0,25	0,227	1,445	0,396	0,090	52,2	20,671	4,698
0,3	0,296	1,590	0,432	0,128	54,3	23,458	6,950
0,35	0,371	1,726	0,464	0,172	56,3	26,123	9,684
0,4	0,451	1,854	0,493	0,222	58,1	28,643	12,898
0,45	0,532	1,976	0,519	0,276	59,2	30,725	16,389
0,5	0,614	2,094	0,542	0,333	60,1	32,574	20,013
0,6	0,793	2,319	0,585	0,464	61,9	36,212	28,722
0,7	0,981	2,534	0,615	0,589	63,1	38,807	37,166
0,8	1,174	2,740	0,655	0,769	64,5	42,248	49,600
0,9	1,371	2,941	0,683	0,936	65,5	44,787	61,308
1,0	1,571	3,142	0,707	1,111	66,2	46,803	73,548
1,1	1,771	3,343	0,728	1,289	67,0	48,776	86,363
1,2	1,968	3,544	0,745	1,467	67,4	50,213	98,876
1,3	2,161	3,750	0,759	1,641	67,8	51,460	111,26
1,4	2,349	3,965	0,770	1,808	68,2	52,514	123,31
1,5	2,528	4,190	0,777	1,964	68,3	53,069	134,14
1,55	2,610	4,308	0,778	2,032	68,5	53,293	139,19
1,6	2,691	4,430	0,779	2,097	68,5	53,362	143,64
1,65	2,771	4,558	0,780	2,161	68,5	53,430	148,08
1,7	2,846	4,694	0,779	2,216	68,5	53,362	151,80
1,75	2,915	4,839	0,776	2,263	68,3	53,000	154,56
1,8	2,978	4,995	0,772	2,299	68,2	52,650	156,79
1,85	3,035	5,174	0,766	2,324	68,0	52,088	158,08
1,9	3,083	5,379	0,757	2,334	67,7	51,249	158,01
1,95	3,121	5,647	0,743	2,320	67,4	50,078	156,37
2,0	3,142	6,284	0,707	2,222	66,2	46,803	147,10

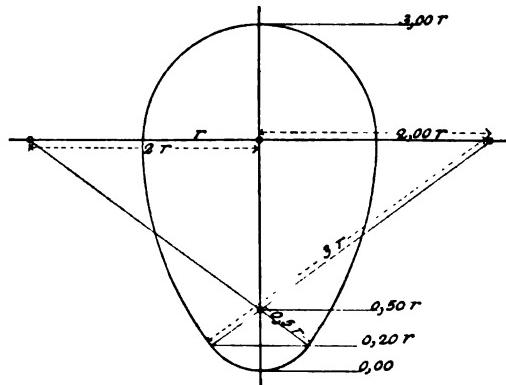


Tabelle II:
Eiprofil mit dem Achsenverhältnis 3 : 2.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $(\frac{v}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $(\frac{q}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,015	0,451	0,181	0,003	83,5	6,046	0,101
0,1	0,041	0,644	0,252	0,010	41,2	10,982	0,412
0,15	0,074	0,796	0,305	0,023	46,1	14,061	1,060
0,2	0,111	0,928	0,346	0,039	49,0	16,954	1,911
0,25	0,152	1,058	0,379	0,058	51,3	19,443	2,975
0,3	0,196	1,184	0,406	0,079	52,8	21,437	4,171
0,35	0,244	1,308	0,432	0,105	54,3	23,458	5,702
0,4	0,296	1,430	0,455	0,135	55,8	25,389	7,593
0,45	0,352	1,550	0,477	0,168	56,9	27,141	9,559
0,5	0,412	1,668	0,497	0,205	58,1	28,876	11,911
0,6	0,584	1,892	0,531	0,284	59,8	31,754	16,993
0,7	0,669	2,112	0,563	0,377	61,0	34,343	22,997
0,8	0,814	2,329	0,591	0,481	62,1	36,701	29,870
0,9	0,969	2,543	0,617	0,598	63,1	38,933	37,734
1,0	1,182	2,754	0,641	0,726	64,0	41,024	46,464
1,1	1,302	2,963	0,663	0,863	64,8	42,962	55,922
1,2	1,478	3,170	0,683	1,009	65,4	44,667	65,990
1,3	1,659	3,376	0,701	1,163	66,0	46,266	76,758
1,4	1,845	3,580	0,718	1,325	66,7	47,891	88,378
1,5	2,036	3,783	0,734	1,494	67,2	49,325	100,40
1,6	2,230	3,985	0,748	1,668	67,5	50,490	112,58
1,7	2,426	4,186	0,761	1,847	67,8	51,596	125,23
1,8	2,624	4,387	0,773	2,029	68,3	52,796	138,58
1,9	2,823	4,588	0,786	2,226	68,7	53,998	152,93
2,0	3,023	4,788	0,795	2,402	68,9	54,776	165,50
2,1	3,223	4,989	0,804	2,590	69,1	55,556	178,97
2,2	3,420	5,190	0,813	2,779	69,3	56,341	192,58
2,3	3,613	5,396	0,818	2,957	69,4	56,769	205,22
2,4	3,801	5,611	0,823	3,128	69,5	57,200	217,40
2,5	3,988	5,836	0,827	3,297	69,5	57,477	229,14
2,55	4,062	5,954	0,826	3,355	69,5	57,407	238,17
2,6	4,143	6,076	0,826	3,421	69,5	57,407	237,76
2,65	4,223	6,204	0,825	3,484	69,5	57,338	242,14
2,7	4,298	6,340	0,823	3,539	69,5	57,199	245,96
2,75	4,367	6,485	0,821	3,585	69,4	56,977	248,80
2,8	4,430	6,641	0,817	3,618	69,3	56,618	250,73
2,85	4,487	6,820	0,811	3,640	69,2	56,121	251,89
2,9	4,535	7,025	0,804	3,644	69,1	55,556	251,80
2,95	4,573	7,293	0,792	3,621	68,8	54,490	249,12
3,0	4,594	7,930	0,761	3,497	67,8	50,596	237,10

Tabelle III: Kreisprofil.

Füllungshöhe <i>r</i>	<i>d = 0,20 m</i>			<i>d = 0,25 m</i>			<i>d = 0,30 m</i>			<i>d = 0,35 m</i>			<i>d = 0,40 m</i>		
	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.
	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{r}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$									
0,05	16	0,928	0,198	18	1,166	0,888	19	1,346	0,645	20	1,530	0,998	21	1,718	1,466
0,1	21	1,704	1,012	23	2,084	1,990	25	2,477	3,906	26	2,782	5,059	27	3,090	7,346
0,15	25	2,565	2,889	27	2,973	4,968	29	3,490	8,402	30	3,900	12,79	32	4,449	19,07
0,2	27	3,056	5,015	29	3,664	9,981	31	4,284	16,55	33	4,924	24,75	35	5,587	36,71
0,25	30	3,766	8,580	32	4,485	16,21	34	5,209	26,53	36	5,961	41,33	38	6,727	61,01
0,3	32	4,387	12,95	34	5,200	28,97	36	6,018	40,00	38	6,864	62,11	40	7,724	91,43
0,35	33	4,858	17,99	35	5,618	33,28	37	6,645	55,37	39	7,566	85,86	40	8,296	128,2
0,4	34	5,813	24,97	36	6,288	44,20	38	7,249	73,52	40	8,243	113,9	42	9,257	167,2
0,45	35	5,760	30,72	37	6,797	56,37	39	7,893	93,65	41	8,895	144,8	43	9,977	212,4
0,5	37	6,356	39,01	39	7,488	71,60	41	8,599	118,6	43	9,774	183,1	45	10,90	267,9
0,6	38	7,047	55,83	40	8,284	102,4	42	9,509	169,4	44	10,76	261,1	46	12,31	381,7
0,7	39	7,432	73,78	41	8,928	183,2	43	10,24	220,2	45	11,57	339,1	47	12,92	495,3
0,8	41	8,515	99,88	43	9,972	182,4	45	11,41	842,3	47	12,87	462,3	49	14,35	674,1
0,9	42	9,095	124,6	44	10,64	227,4	46	12,16	374,7	48	13,70	575,2	50	15,27	837,9
1,0	43	9,637	151,4	45	11,26	275,9	47	12,86	454,2	49	14,48	696,7	51	16,12	1014
1,1	44	10,15	179,8	46	11,86	327,3	48	13,52	588,3	50	15,22	825,0	52	16,92	1200
1,2	44	10,89	204,6	46	12,13	372,4	48	13,84	612,4	50	15,57	998,6	52	17,32	1365
1,3	45	10,88	234,0	47	12,63	425,6	49	14,39	699,3	51	16,18	1071	53	17,98	1556
1,4	45	10,98	257,9	47	12,81	469,1	49	14,60	770,7	51	16,42	1180	53	18,24	1715
1,5	45	11,09	280,1	47	12,93	509,4	49	14,73	887,1	51	16,57	1282	53	18,41	1863
1,55	45	11,10	289,8	47	12,95	527,1	49	14,75	866,0	51	16,59	1326	53	18,43	1927
1,6	45	11,87	299,2	47	12,96	544,1	49	14,77	894,1	51	16,61	1369	53	18,45	1990
1,65	45	11,89	308,1	47	12,98	560,5	49	14,79	921,1	51	16,63	1410	53	18,48	2050
1,7	45	11,87	316,1	47	12,96	574,9	49	14,77	944,7	51	16,61	1447	53	18,45	2102
1,75	45	11,07	322,7	47	12,91	587,0	49	14,71	964,5	51	16,54	1477	53	18,39	2146
1,8	45	11,01	328,0	47	12,84	596,5	49	14,64	980,1	51	16,46	1501	53	18,29	2181
1,85	45	10,98	331,6	47	12,74	603,0	49	14,52	990,9	51	16,38	1517	53	18,15	2205
1,9	45	10,80	332,9	47	12,60	605,5	49	14,35	995,0	51	16,14	1524	53	17,93	2214
1,95	44	10,36	323,6	46	12,10	589,2	48	13,80	968,9	50	15,89	1485	52	17,27	2180
2,0	43	9,687	302,8	45	11,26	551,7	47	12,86	908,2	49	14,48	1393	51	16,12	2028

Tabelle III: Noch Kreisprofil.

Füllungshöhe <i>r</i>	<i>d = 0,45 m</i>			<i>d = 0,50 m</i>			<i>d = 0,55 m</i>			<i>d = 0,60 m</i>			<i>d = 0,65 m</i>		
	<i>k</i>	<i>r</i>	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$												
		m	1		m	1		m	1		m	1		m	1
0,05	22	1,908	2.059	23	2,105	2.781	24	2,301	3.707	25	2,507	4.807	26	2,712	6.337
0,1	28	3,398	10,21	29	3,712	13,66	30	4,024	18,06	31	4,549	23,23	32	4,669	30,40
0,15	33	4,865	26,37	34	5,237	35,10	35	5,704	46,15	36	6,185	59,10	37	6,559	77,01
0,2	36	6,092	50,63	37	6,609	67,21	38	7,107	88,18	39	7,630	112,7	40	8,189	146,5
0,25	39	7,820	83,96	40	7,920	111,2	41	8,508	145,6	42	9,114	185,7	43	9,706	241,1
0,3	41	8,395	125,7	42	9,072	166,3	43	9,733	217,5	44	10,42	277,0	45	11,08	359,2
0,35	42	9,237	178,4	44	10,21	284,6	45	10,94	306,5	46	11,70	390,1	47	12,48	505,3
0,4	44	10,28	234,9	46	11,34	317,1	47	12,14	413,9	48	12,97	526,8	49	13,77	681,1
0,45	45	11,07	298,1	47	12,19	402,1	48	13,05	524,6	49	13,94	666,7	50	14,79	862,5
0,5	47	12,07	375,2	48	13,00	494,9	49	13,92	645,4	50	14,85	819,9	51	15,76	1060
0,6	48	13,31	534,1	50	14,63	718,6	51	15,68	936,3	52	16,67	1188	53	17,87	1536
0,7	49	14,28	692,3	51	15,68	930,7	52	16,76	1212	53	17,86	1538	54	18,92	1987
0,8	51	15,88	940,6	53	17,36	1263	54	18,53	1648	55	19,74	2084	56	20,91	2690
0,9	52	16,95	1168	54	18,44	1567	55	19,68	2039	56	20,96	2585	57	22,19	3335
1,0	53	17,76	1413	54	19,09	1859	55	20,38	2419	56	21,70	3067	57	22,97	3957
1,1	54	18,63	1671	55	20,02	2198	56	21,36	2859	57	22,74	3622	58	24,07	4070
1,2	54	19,07	1901	55	20,48	2501	56	21,86	3252	57	23,27	4121	58	24,68	5316
1,3	55	19,79	2165	56	21,25	2848	57	22,67	3703	58	24,12	4691	59	25,52	6049
1,4	55	20,07	2386	56	21,56	3139	57	22,99	4081	58	24,47	5170	59	25,89	6687
1,5	55	20,26	2592	56	21,76	3409	57	23,20	4432	58	24,73	5615	59	26,18	7241
1,55	55	20,28	2682	56	21,78	3527	58	23,64	4666	59	25,15	5909	60	26,81	7618
1,6	55	20,30	2768	56	21,81	3641	58	23,68	4817	59	25,19	6100	60	26,84	7865
1,65	55	20,38	2852	56	21,84	3751	58	23,72	4963	59	25,22	6284	60	26,88	8102
1,7	55	20,30	2925	56	21,81	3847	58	23,68	5090	59	25,19	6446	60	26,84	8810
1,75	55	20,28	2986	56	21,72	3928	57	23,18	5107	58	24,66	6470	59	26,09	8848
1,8	55	20,12	3035	56	21,61	3991	57	23,05	5189	58	24,54	6574	59	25,96	8478
1,85	55	19,97	3068	56	21,45	4085	57	22,87	5247	58	24,35	6646	59	25,76	8571
1,9	55	19,73	3081	56	21,19	4052	57	22,61	5368	58	24,06	6674	59	25,46	8607
1,95	54	19,02	3007	55	20,48	3956	56	21,80	5145	57	23,21	6520	58	24,56	8411
2,0	53	17,76	2825	54	19,09	3718	55	20,88	4888	56	21,70	6182	57	22,97	7918

Tabelle III: Noch Kreisprofil.

Füllungshöhe <i>r</i>	<i>d = 0,70 m</i>			<i>d = 0,75 m</i>			<i>d = 0,80 m</i>			<i>d = 0,90 m</i>			<i>d = 1,0 m</i>		
	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.
	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$									
0,05	27	2,924	0,008	27	8,023	0,009	28	8,288	0,011	29	8,563	0,015	30	8,881	0,021
0,1	33	5,001	0,086	34	5,326	0,044	35	5,663	0,054	36	6,184	0,074	37	6,695	0,099
0,15	38	7,000	0,092	39	7,428	0,112	40	7,862	0,135	41	8,555	0,186	42	9,238	0,247
0,2	41	8,665	0,174	42	9,176	0,212	43	9,701	0,255	44	10,54	0,350	45	11,86	0,466
0,25	44	10,32	0,286	45	10,78	0,347	46	11,52	0,418	47	12,49	0,578	48	18,44	0,761
0,3	46	11,76	0,426	41	12,42	0,516	48	18,11	0,620	49	14,20	0,850	50	15,27	1,128
0,35	48	13,18	0,599	49	13,85	0,725	50	14,66	0,870	51	15,88	1,192	52	17,06	1,581
0,4	50	14,59	0,806	51	15,38	0,975	52	16,20	1,198	53	17,53	1,602	54	18,82	2,128
0,45	51	15,67	1,044	52	16,52	1,234	53	17,38	1,480	54	18,79	2,025	55	20,18	2,684
0,5	52	16,68	1,440	53	17,52	1,516	54	18,50	1,818	55	20,04	2,486	56	21,46	3,298
0,6	54	18,71	1,815	55	19,69	2,193	56	20,70	2,627	57	22,38	3,591	58	28,99	4,754
0,7	55	20,08	2,347	56	21,08	2,885	57	21,53	3,396	58	23,83	4,640	59	25,66	6,141
0,8	57	22,10	3,176	58	23,26	3,883	59	24,43	4,589	60	26,37	6,266	61	28,25	8,288
0,9	58	23,44	3,987	59	24,66	4,750	60	25,90	5,685	61	27,95	7,761	62	29,94	10,26
1,0	58	24,27	4,671	59	25,52	5,636	60	26,81	6,744	61	28,94	9,208	62	30,99	12,18
1,1	59	25,42	5,514	60	26,73	6,651	60	27,61	7,827	62	30,29	10,86	63	32,42	14,36
1,2	59	26,02	6,278	60	27,35	7,568	61	28,72	9,054	62	38,99	12,36	63	38,19	16,34
1,3	60	26,96	7,071	61	28,33	8,606	62	29,74	10,29	63	32,09	14,05	64	34,35	18,56
1,4	60	27,35	7,865	61	28,75	9,484	62	30,17	11,34	63	32,55	15,48	64	34,84	20,46
1,5	60	27,59	8,542	61	29,00	10,90	62	30,44	12,92	63	32,84	16,81	64	35,16	22,22
1,55	61	28,10	8,984	62	29,52	10,83	63	30,94	12,95	64	38,41	17,67	65	35,75	28,35
1,6	61	28,13	9,275	62	29,56	11,44	63	31,02	18,87	64	38,46	18,24	65	35,80	24,10
1,65	61	28,17	9,555	62	29,60	11,52	63	31,06	18,78	64	38,50	18,79	65	35,84	24,88
1,7	61	28,18	9,800	62	29,56	11,82	63	31,02	14,18	64	38,46	19,27	65	35,80	25,47
1,75	60	27,56	9,842	61	28,97	11,87	62	30,41	14,20	63	32,81	19,37	64	35,11	25,60
1,8	60	27,42	10,00	61	28,83	12,06	62	30,25	14,48	63	32,64	19,68	64	34,93	26,01
1,85	60	27,21	10,11	61	28,60	12,19	62	30,01	14,58	63	32,38	19,90	64	34,66	26,30
1,9	60	26,89	10,15	61	28,14	12,24	62	29,66	14,64	63	32,00	19,98	64	34,25	26,41
1,95	59	25,95	9,98	60	27,28	11,97	61	28,64	14,82	62	30,91	19,55	63	33,09	26,84
2,0	58	24,27	9,84	59	25,52	11,27	60	26,61	18,49	61	28,94	18,41	62	30,99	24,35

Tabelle III: Noch Kreisprofil.

Füllungshöhe <i>r</i>	<i>d = 1,1 m</i>			<i>d = 1,2 m</i>			<i>d = 1,3 m</i>			<i>d = 1,4 m</i>			<i>d = 1,5 m</i>		
	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.
	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$ m	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$ cbm												
0,05	31	4,215	0,027	32	4,528	0,035	33	4,867	0,044	34	5,208	0,054	35	5,547	0,066
0,1	38	7,228	0,130	39	7,738	0,165	40	8,253	0,207	41	8,789	0,256	42	9,309	0,311
0,15	43	9,934	0,322	44	10,60	0,409	45	11,28	0,510	46	11,98	0,628	47	12,66	0,762
0,2	46	12,20	0,607	47	18,00	0,768	48	18,82	0,956	49	14,64	1,177	50	15,46	1,427
0,25	49	14,41	0,989	50	15,35	1,251	51	16,28	1,555	52	17,23	1,912	53	18,18	2,815
0,3	51	17,37	1,465	52	17,41	1,853	53	18,46	2,301	54	19,53	2,827	55	20,58	3,420
0,35	58	18,27	2,051	54	19,41	2,591	55	20,57	3,216	56	21,75	3,949	57	22,91	4,775
0,4	55	20,15	2,752	56	21,40	3,475	57	22,65	4,310	58	23,93	5,289	59	25,19	6,390
0,45	56	21,59	3,478	57	22,92	4,889	58	24,26	5,443	59	25,63	6,876	60	26,97	8,065
0,5	57	22,95	4,265	58	24,36	5,382	59	25,72	6,672	60	27,22	8,182	61	28,63	9,881
0,6	59	25,65	6,154	60	27,20	7,760	61	28,77	9,615	62	30,19	11,78	63	31,92	14,22
0,7	60	27,42	7,947	61	29,07	10,02	62	30,73	12,41	63	32,43	15,21	64	34,09	18,35
0,8	62	30,16	10,72	63	31,98	13,51	64	33,79	16,72	65	35,64	20,48	66	37,44	24,70
0,9	63	31,97	13,27	64	33,88	16,72	65	35,79	20,69	66	37,73	25,38	67	39,63	30,55
1,0	63	33,09	15,75	64	35,07	19,83	65	37,04	24,55	66	39,05	30,06	67	41,02	36,24
1,1	64	34,62	18,56	65	36,67	23,38	66	38,73	28,93	67	40,83	35,41	68	43,73	42,69
1,2	64	35,43	21,12	65	37,53	26,60	66	39,63	32,91	67	41,78	40,29	68	43,87	48,57
1,3	65	36,66	23,99	66	38,82	30,21	67	40,99	37,37	68	43,20	45,74	69	45,85	55,13
1,4	65	37,19	26,44	66	39,39	33,29	67	41,58	41,18	68	43,88	50,41	69	46,01	60,75
1,5	65	37,53	28,72	66	39,74	36,16	67	41,96	44,73	68	44,28	54,75	69	46,43	65,98
1,55	66	38,15	30,17	67	40,40	37,98	68	42,64	46,97	69	44,93	57,47	70	47,16	69,26
1,6	66	38,20	31,14	67	40,45	39,20	68	42,69	48,49	69	44,99	59,38	70	47,22	71,50
1,65	66	38,25	32,08	67	40,50	40,89	68	42,75	49,95	69	45,05	61,12	70	47,28	73,66
1,7	66	38,20	32,91	67	40,45	41,42	68	42,69	51,24	69	44,99	62,69	70	47,22	75,54
1,75	65	37,48	33,09	66	39,70	41,66	67	41,90	51,54	68	44,17	63,08	69	46,87	76,03
1,8	65	37,28	33,62	66	39,49	42,38	67	41,69	52,37	68	43,93	64,10	69	46,13	77,25
1,85	65	36,99	33,99	66	39,18	42,80	67	41,36	52,95	68	43,60	64,80	69	45,77	78,11
1,9	65	36,56	34,18	66	38,72	42,98	67	40,95	53,17	68	43,09	65,07	69	45,23	78,48
1,95	64	35,98	33,41	65	37,43	42,08	66	39,58	52,07	67	41,67	68,74	68	43,75	76,87
2,0	63	33,09	31,48	64	35,07	39,66	65	37,04	49,09	66	39,05	60,10	67	41,02	72,47

Tabelle IV: Eiprofil.

Füllungshöhe <i>k</i> <i>r</i>	Weite 20/80 cm			Weite 25/87,5 cm			Weite 30/45 cm			Weite 35/52,5 cm			Weite 40/60 cm		
	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.
	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{r}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{r}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$
<i>m</i>	1			<i>m</i>	1		<i>m</i>	1		<i>m</i>	1		<i>m</i>	1	
0,05	16	0,918	0,132	18	1,153	0,259	19	1,381	0,429	20	1,513	0,666	21	1,660	0,976
0,1	21	1,678	0,686	24	2,141	1,967	26	2,596	2,333	27	2,844	3,560	28	3,154	5,157
0,15	24	2,320	1,712	27	2,915	3,359	29	3,423	5,683	31	3,952	8,928	32	4,363	12,87
0,2	27	2,961	3,295	29	3,552	6,174	31	4,151	10,40	33	4,773	16,26	34	5,259	23,41
0,25	29	3,484	5,295	31	4,159	9,874	33	4,840	16,54	35	5,545	25,82	36	6,099	37,08
0,3	31	4,064	7,773	33	4,743	14,44	35	5,499	24,11	37	6,279	37,46	38	6,896	58,74
0,35	32	4,382	10,69	34	5,199	19,82	36	6,019	33,05	38	6,862	51,27	39	7,581	73,50
0,4	33	4,760	14,09	35	5,637	26,07	37	6,515	48,41	39	7,417	67,24	40	8,135	96,34
0,45	34	5,141	18,07	36	6,079	33,39	38	7,015	55,51	40	7,975	85,87	41	8,742	12,29
0,5	35	5,514	22,21	37	6,510	40,95	39	7,501	67,99	41	8,518	105,0	42	9,331	150,3
0,6	36	6,060	32,88	38	7,143	59,62	41	8,425	101,3	42	9,322	152,5	43	10,21	218,1
0,7	37	6,606	44,16	39	7,773	81,20	42	9,151	187,7	43	10,12	207,2	44	11,07	296,2
0,8	38	7,119	57,98	40	8,369	108,9	43	9,835	180,3	44	10,87	271,1	45	11,89	387,3
0,9	39	7,611	73,94	41	8,955	135,6	44	10,51	229,2	45	11,61	344,5	46	12,69	491,9
1,0	40	8,128	92,03	42	9,580	168,6	45	11,16	284,5	46	12,38	427,4	47	13,47	610,0
1,1	41	8,617	112,2	43	10,09	205,2	46	11,80	345,8	47	13,08	519,2	48	14,23	740,8
1,2	42	9,094	134,4	44	10,64	245,6	47	12,42	418,1	48	13,70	620,1	49	14,96	884,2
1,3	43	9,555	158,5	45	11,16	289,4	48	13,02	486,2	49	14,36	729,4	50	15,67	1040
1,4	44	10,01	184,7	46	11,69	336,9	49	13,62	565,8	50	15,01	847,7	51	16,87	1208
1,5	45	10,47	218,1	47	12,21	388,2	49	13,92	687,5	50	15,34	956,0	52	17,06	1889
1,6	45	10,67	238,0	47	12,45	433,6	50	14,47	726,5	51	15,95	1089	53	17,72	1581
1,7	45	10,86	263,5	47	12,66	480,0	50	14,73	804,3	51	16,22	1206	53	18,03	1734
1,8	45	11,03	289,5	48	13,13	538,7	50	14,96	888,8	52	16,80	1851	54	18,66	1959
1,9	45	11,18	317,6	48	13,36	590,9	50	15,21	969,5	52	17,08	1482	54	18,97	2189
2,0	46	11,59	350,3	48	13,51	637,6	51	15,69	1067	53	17,61	1630	54	19,19	2362
2,1	46	11,72	377,6	49	13,95	701,7	51	15,87	1150	53	17,81	1757	55	19,77	2547
2,2	46	11,86	405,3	49	14,10	753,2	51	16,05	1237	53	18,01	1886	55	19,99	2733
2,3	46	11,93	421,3	49	14,19	782,9	51	16,14	1283	53	18,12	1960	55	20,11	2841
2,4	47	12,26	466,1	49	14,28	847,7	52	16,56	1417	54	18,58	2162	55	20,23	3080
2,5	47	12,32	491,2	49	14,34	893,3	52	16,64	1498	54	18,67	2279	55	20,33	3242
2,55	47	12,31	499,9	49	14,33	909,1	52	16,62	1520	54	18,64	2319	55	20,31	3299
2,6	47	12,31	509,7	49	14,33	927,0	52	16,62	1549	54	18,64	2365	55	20,31	3364
2,65	47	12,29	519,1	49	14,31	944,1	52	16,60	1578	54	18,62	2408	55	20,28	3426
2,7	47	12,26	527,3	49	14,28	958,9	52	16,56	1603	54	18,58	2446	55	20,23	3480
2,75	47	12,23	534,1	49	14,24	971,4	52	16,20	1624	54	18,19	2478	55	20,18	3525
2,8	47	11,91	539,1	49	14,17	980,4	52	16,13	1640	54	18,10	2501	55	20,09	3558
2,85	47	11,83	542,3	49	14,07	986,2	52	16,01	1687	54	17,97	2516	55	19,94	3579
2,9	47	11,98	542,8	49	13,95	987,8	52	15,87	1689	54	17,81	2518	55	19,77	3588
2,95	46	11,52	527,0	48	13,46	961,2	51	15,38	1609	53	17,22	2457	54	19,12	3496
3,0	45	10,82	497,4	47	12,66	908,8	50	14,43	1523	52	16,22	2327	53	18,03	3314

Tabelle IV: Noch Eiprofil.

Füllungshöhe $\frac{k}{r}$	Weite 45/67,5 cm				Weite 50/75 cm				Weite 55/82,5 cm				Weite 60/90 cm				Weite 65/97,5 cm					
	1.	2.	3.	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	1.	2.	3.	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	1.	2.	3.	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	1.	2.	3.	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	1.	2.	3.	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$		
	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\text{cbm}}$	m	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\text{cbm}}$	m	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\text{cbm}}$	m	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\text{cbm}}$	m	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\text{cbm}}$	m		
0,05	22	1,887	0,001	23	2,082	0,002	24	2,276	0,002	25	2,480	0,003	26	2,682	0,004							
0,1	29	3,464	0,007	30	3,780	0,010	31	4,093	0,013	32	4,419	0,016	33	4,740	0,020							
0,15	33	4,771	0,017	34	5,185	0,024	35	5,594	0,031	36	6,017	0,040	37	6,432	0,050							
0,2	36	5,904	0,033	37	6,401	0,045	38	6,890	0,058	39	7,895	0,074	40	7,889	0,093							
0,25	38	6,827	0,051	39	7,891	0,070	40	7,944	0,091	41	8,515	0,117	42	9,073	0,146							
0,3	40	7,698	0,074	41	8,323	0,101	42	8,935	0,132	43	9,567	0,168	44	10,18	0,210							
0,35	41	8,395	0,109	42	9,072	0,135	44	9,960	0,184	45	10,65	0,234	45	11,83	0,292							
0,4	42	9,058	0,133	43	9,782	0,181	45	10,73	0,240	46	11,47	0,306	46	12,19	0,381							
0,45	43	9,722	0,169	44	10,49	0,231	46	11,50	0,306	47	12,29	0,389	47	13,05	0,485							
0,5	44	10,36	0,207	45	11,18	0,281	47	12,24	0,373	48	13,07	0,474	48	13,88	0,590							
0,6	45	11,33	0,299	46	12,21	0,408	48	13,36	0,540	49	14,26	0,686	49	15,13	0,854							
0,7	46	12,28	0,406	47	13,23	0,558	49	14,46	0,731	50	15,48	0,928	50	16,37	1,156							
0,8	47	13,17	0,530	48	14,18	0,722	50	15,48	0,954	51	16,52	1,211	51	17,52	1,507							
0,9	48	14,04	0,673	49	15,12	0,916	51	16,49	1,209	52	17,58	1,534	52	18,64	1,908							
1,0	49	14,89	0,834	50	16,03	1,134	52	17,47	1,496	53	18,62	1,897	53	19,73	2,359							
1,1	50	15,71	1,012	52	17,24	1,403	54	18,76	1,847	55	19,98	2,341	54	21,16	2,910							
1,2	51	16,51	1,207	53	18,10	1,672	55	19,68	2,200	56	20,96	2,787	56	22,19	3,463							
1,3	52	17,28	1,418	54	18,93	1,963	56	20,57	2,581	57	21,90	3,269	57	23,18	4,061							
1,4	53	18,04	1,646	54	19,89	2,235	56	21,07	2,939	57	22,43	3,724	58	23,74	4,625							
1,5	54	18,79	1,891	55	20,19	2,567	56	21,54	3,815	57	22,93	4,199	58	24,27	5,216							
1,6	54	19,15	2,112	55	20,57	2,867	57	22,34	3,768	58	23,77	4,772	58	25,15	5,925							
1,7	55	19,84	2,381	56	21,31	3,232	57	22,73	4,172	58	24,19	5,283	59	25,59	6,560							
1,8	55	20,15	2,617	56	21,64	3,551	57	23,09	4,584	58	24,57	5,805	59	26,44	7,330							
1,9	56	20,86	2,923	57	22,40	3,965	58	23,89	5,117	59	25,41	6,478	60	26,88	8,041							
2,0	56	21,10	3,154	57	22,66	4,279	58	24,16	5,521	59	25,70	6,989	60	27,19	8,660							
2,1	56	21,34	3,400	57	22,91	4,613	58	24,44	5,952	59	26,00	7,335	60	27,50	9,354							
2,2	56	21,58	3,649	58	23,58	5,038	59	25,13	6,499	60	26,73	8,225	60	28,27	10,21							
2,3	56	21,71	3,793	58	23,72	5,237	59	25,29	6,755	60	26,90	8,550	61	28,44	10,61							
2,4	56	21,85	4,107	58	23,87	5,670	59	25,44	7,315	60	27,06	9,258	61	28,62	11,49							
2,5	56	21,95	4,328	58	23,98	5,975	59	25,57	7,708	60	27,19	9,755	61	28,75	12,11							
2,55	56	21,93	4,405	58	23,95	6,081	59	25,54	7,845	60	27,16	9,928	61	28,72	12,32							
2,6	56	21,93	4,491	58	23,95	6,201	59	25,54	7,999	60	27,16	10,12	61	28,70	12,56							
2,65	56	21,90	4,574	58	23,93	6,315	59	25,51	8,146	60	27,12	10,31	61	28,68	12,79							
2,7	56	21,85	4,646	58	23,87	6,414	59	25,44	8,274	60	27,06	10,47	61	28,62	13,00							
2,75	56	21,79	4,706	58	23,81	6,498	59	25,38	8,382	60	27,00	10,61	61	28,55	13,16							
2,8	56	21,69	4,750	58	23,70	6,558	59	25,26	8,440	60	26,86	10,71	61	28,41	13,29							
2,85	56	21,53	4,778	58	23,52	6,597	59	25,07	8,510	60	26,67	10,77	61	28,20	13,37							
2,9	56	21,34	4,784	58	23,32	6,604	59	24,86	8,519	60	26,44	10,78	61	27,96	13,38							
2,95	55	20,65	4,669	57	22,57	6,420	58	24,07	8,828	59	25,61	10,54	60	27,09	13,08							
3,0	54	19,48	4,427	56	21,31	6,119	57	22,73	7,898	58	24,19	10,00	59	25,59	12,42							

Tabelle IV: Noch Eiprofil.

Füllungshöhe <i>h</i> <i>r</i>	Weite 70/105 cm			Weite 75/112,5 cm			Weite 80/120 cm			Weite 90/135 cm			Weite 100/150 cm		
	1. <i>k</i>	2. <i>v</i> $\sqrt{\delta}$ m	3. <i>Q</i> $\sqrt{\delta}$ cbm	1. <i>k</i>	2. <i>v</i> $\sqrt{\delta}$ m	3. <i>Q</i> $\sqrt{\delta}$ cbm	1. <i>k</i>	2. <i>v</i> $\sqrt{\delta}$ m	3. <i>Q</i> $\sqrt{\delta}$ cbm	1. <i>k</i>	2. <i>v</i> $\sqrt{\delta}$ m	3. <i>Q</i> $\sqrt{\delta}$ cbm	1. <i>k</i>	2. <i>v</i> $\sqrt{\delta}$ m	3. <i>Q</i> $\sqrt{\delta}$ cbm
0,05	27	2,893	0,005	27	2,991	0,006	28	3,208	0,007	29	3,522	0,010	30	3,839	0,015
0,1	33	4,923	0,025	33	5,089	0,080	33	5,256	0,084	35	5,918	0,049	37	6,592	0,073
0,15	38	6,861	0,062	39	7,280	0,076	40	7,710	0,091	40	8,186	0,122	42	9,057	0,180
0,2	41	8,898	0,115	42	8,894	0,139	43	9,403	0,167	44	10,22	0,230	45	11,01	0,381
0,25	43	9,648	0,180	44	10,20	0,218	45	10,78	0,262	46	11,70	0,360	47	12,59	0,516
0,3	45	10,82	0,258	46	11,43	0,318	47	12,06	0,376	48	13,08	0,516	49	14,07	0,789
0,35	47	12,02	0,359	48	12,69	0,435	49	13,38	0,522	50	14,49	0,716	51	15,58	1,025
0,4	48	12,93	0,469	49	13,64	0,568	50	14,38	0,680	51	15,57	0,984	52	16,73	1,386
0,45	49	13,84	0,596	50	14,60	0,722	51	15,37	0,864	52	16,64	1,185	53	17,87	1,695
0,5	50	14,71	0,726	51	15,51	0,878	52	16,38	1,051	53	17,68	1,441	54	18,97	2,062
0,6	51	16,03	1,049	52	16,90	1,270	53	17,79	1,519	54	19,24	2,082	55	20,65	2,976
0,7	52	17,33	1,420	53	18,26	1,717	54	19,21	2,054	55	20,78	2,814	56	22,29	4,022
0,8	53	18,54	1,850	54	19,53	2,287	55	20,54	2,674	56	22,21	3,662	57	23,82	5,238
0,9	54	19,72	2,342	55	20,77	2,881	56	21,84	3,884	57	23,60	4,632	58	25,30	6,617
1,0	55	20,87	2,895	56	21,97	3,498	57	28,09	4,179	58	24,95	5,720	59	26,74	8,168
1,1	57	22,37	3,568	58	23,53	4,808	59	24,72	5,144	60	26,69	7,037	61	28,59	10,04
1,2	58	23,45	4,245	59	24,66	5,124	60	25,90	6,117	61	27,96	8,865	62	29,94	11,94
1,3	58	24,07	4,892	59	25,81	5,905	60	26,58	7,049	61	28,69	9,640	62	30,73	18,76
1,4	58	24,65	5,571	59	25,98	6,725	60	27,28	8,028	62	29,87	10,98	63	31,98	15,92
1,5	59	25,64	6,891	60	26,95	7,713	61	28,30	9,205	62	30,54	12,88	63	32,69	17,95
1,6	59	26,18	7,137	61	27,92	8,614	61	28,84	10,28	62	31,21	14,05	64	33,85	20,37
1,7	59	26,58	7,902	61	28,41	9,695	61	29,34	11,88	62	31,88	15,56	64	34,43	22,55
1,8	60	27,46	8,830	61	28,86	10,65	62	30,29	12,71	63	32,68	17,37	65	35,52	25,16
1,9	61	28,38	9,848	62	29,82	11,69	62	30,80	13,85	63	33,23	19,06	65	36,12	27,60
2,0	61	29,18	10,88	62	30,17	12,82	63	31,65	15,29	64	34,14	20,89	65	36,53	29,78
2,1	61	29,51	11,46	62	30,51	13,82	63	32,01	16,48	64	34,58	22,52	66	37,52	32,60
2,2	62	29,84	12,50	62	30,85	14,88	63	32,37	17,69	64	34,91	24,17	66	37,94	34,99
2,3	62	30,02	12,99	63	31,54	15,67	63	32,57	18,89	65	35,68	25,51	66	38,17	36,38
2,4	62	30,21	14,07	63	31,73	16,96	63	32,77	19,91	65	35,90	27,63	66	38,40	39,39
2,5	62	30,85	14,82	63	31,89	17,87	63	32,98	20,98	65	36,07	29,12	66	38,59	41,50
2,55	62	30,33	15,09	63	31,85	18,19	63	32,89	21,35	65	36,08	29,57	66	38,54	42,24
2,6	62	30,33	15,38	63	31,85	18,55	63	32,89	21,77	65	36,08	30,21	66	38,54	43,07
2,65	62	30,28	15,67	63	31,81	18,89	63	32,85	22,17	65	35,98	30,77	66	38,50	43,86
2,7	62	30,21	15,92	63	31,73	19,19	63	32,77	22,52	65	35,90	31,26	66	38,40	44,55
2,75	62	30,13	16,12	63	31,65	19,44	63	32,69	22,82	65	35,81	31,66	66	38,31	45,13
2,8	62	29,99	16,27	63	31,50	19,62	63	32,53	23,03	65	35,63	31,96	66	38,18	45,55
2,85	62	29,77	16,37	63	31,27	19,73	63	32,29	23,16	65	35,37	32,15	66	37,84	45,82
2,9	62	29,51	16,38	63	31,00	19,76	63	32,01	23,19	65	35,07	32,18	66	37,52	45,87
2,95	61	28,60	16,02	62	30,05	19,82	62	31,03	22,68	64	34,01	31,49	65	36,40	44,90
3,0	60	27,03	15,21	61	28,41	18,36	61	29,34	21,55	63	32,17	29,98	64	34,43	42,69

Tabelle IV: Noch Eiprofil.

Füllungshöhe $\frac{h}{r}$	Weite 110/165 cm			Weite 120/180 cm			Weite 180/195 cm			Weite 140/210 cm			Weite 150/225 cm		
	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.
	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$												
0,05	31	4,197	0,018	32	4,489	0,023	33	4,814	0,029	33	4,999	0,084	34	5,329	0,044
0,1	38	7,163	0,089	39	7,617	0,112	40	8,125	0,140	41	8,648	0,166	42	9,166	0,211
0,15	43	9,810	0,219	44	10,40	0,276	45	11,06	0,345	46	12,02	0,407	47	12,41	0,515
0,2	46	11,91	0,401	47	12,60	0,505	48	13,39	0,629	49	14,19	0,742	50	14,98	0,938
0,25	48	13,61	0,626	49	14,39	0,787	50	15,27	0,981	51	16,18	1,156	52	17,07	1,459
0,3	50	15,18	0,895	51	16,05	1,126	52	17,02	1,401	53	18,01	1,650	54	18,99	2,081
0,35	52	16,80	1,240	52	17,41	1,529	53	18,45	1,902	54	19,53	2,240	55	20,58	2,824
0,4	53	18,04	1,616	54	19,04	2,029	55	20,17	2,523	56	21,18	2,968	57	22,46	3,740
0,45	54	19,27	2,049	55	20,38	2,573	56	21,58	3,198	57	22,76	3,765	58	23,96	4,738
0,5	55	20,45	2,491	56	21,57	3,200	57	22,88	3,884	58	24,13	4,568	59	25,40	5,752
0,6	56	22,24	3,595	57	23,46	4,512	58	24,82	5,603	59	26,22	6,586	60	27,59	8,291
0,7	57	24,00	4,856	58	25,31	6,092	59	26,77	7,561	60	28,27	8,909	61	29,74	11,45
0,8	58	25,64	6,317	59	27,02	7,928	60	28,58	9,833	61	30,18	11,55	62	31,73	14,54
0,9	59	27,28	7,986	60	28,69	10,01	61	30,34	12,42	62	32,02	14,59	63	33,66	18,35
1,0	60	28,77	9,855	61	30,30	12,35	62	32,08	15,82	63	33,80	17,99	64	35,53	22,63
1,1	62	30,75	12,11	63	32,97	15,17	64	34,20	18,81	65	36,07	22,08	65	37,32	27,33
1,2	63	32,19	14,39	64	33,88	18,02	65	35,78	22,34	66	37,73	26,21	66	39,04	32,44
1,3	63	33,03	16,58	64	34,77	20,77	65	36,73	25,74	66	38,72	30,20	67	40,67	37,96
1,4	64	34,87	19,18	65	36,17	24,02	66	38,19	29,77	67	40,26	34,92	68	42,25	43,87
1,5	64	35,14	21,68	65	36,98	27,09	66	39,05	33,57	67	41,16	39,38	69	43,85	50,21
1,6	65	36,87	24,54	66	38,26	30,72	67	40,12	38,06	68	42,57	44,64	69	44,70	56,07
1,7	65	37,00	27,17	66	38,92	34,01	67	41,10	42,18	68	43,82	49,42	70	46,18	62,97
1,8	66	38,08	30,31	67	40,14	37,98	67	41,74	46,29	68	44,00	54,30	70	46,86	69,19
1,9	66	38,80	33,25	67	40,81	41,61	67	42,45	50,79	68	44,74	59,57	70	47,65	75,91
2,0	66	39,25	35,88	67	41,28	44,90	67	42,98	54,80	68	45,25	64,27	70	48,19	81,90
2,1	67	40,29	39,26	67	41,75	48,41	68	44,07	59,96	69	46,43	70,31	70	48,74	88,30
2,2	67	40,74	42,14	68	42,85	52,73	68	44,56	64,36	69	46,95	75,46	70	49,28	94,77
2,3	67	40,99	43,81	68	43,11	54,81	68	44,83	66,90	69	47,24	78,45	70	49,59	98,52
2,4	67	41,25	47,43	68	43,37	59,35	68	45,11	72,44	69	47,53	84,94	70	49,89	106,7
2,5	67	41,45	49,98	68	43,58	62,54	68	45,33	76,33	69	47,76	89,51	70	50,18	112,4
2,55	67	41,40	50,87	68	43,53	63,65	68	45,27	77,68	69	47,70	91,09	70	50,07	114,4
2,6	67	41,40	51,87	68	43,53	64,90	68	45,27	79,21	69	47,70	92,89	70	50,07	116,6
2,65	67	41,34	52,82	68	43,48	66,10	68	45,22	80,67	69	47,65	94,59	70	50,01	118,8
2,7	67	41,25	53,65	68	43,37	67,14	68	45,11	81,94	69	47,53	96,09	70	49,89	120,7
2,75	67	41,14	54,35	68	43,27	68,01	68	45,00	83,00	69	47,42	97,33	70	49,77	122,2
2,8	67	40,94	54,86	68	43,06	68,64	68	44,78	83,77	69	47,18	98,24	70	49,53	123,4
2,85	67	40,64	55,18	68	42,74	69,05	68	44,45	84,27	69	46,84	97,69	70	49,16	124,1
2,9	67	40,29	55,25	68	42,37	69,18	68	44,07	84,37	69	46,43	98,98	70	48,74	124,2
2,95	66	39,10	54,08	67	41,12	67,69	67	42,77	82,61	68	45,08	96,89	69	47,33	121,7
3,0	65	37,00	51,43	66	38,92	64,39	66	40,48	78,58	67	42,68	92,19	68	44,81	115,8

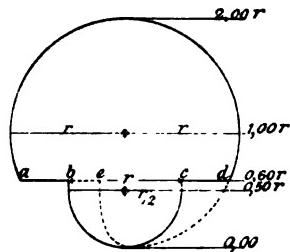


Tabelle V:
Kreisprofil mit Sohlenrinne.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{r}{\sqrt{d}}\right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{d}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{d}}\right) =$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{d}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,015	0,451	0,181	0,003	33,5	6,046	0,101
0,1	0,041	0,644	0,252	0,010	41,2	10,382	0,412
0,15	0,074	0,796	0,305	0,023	46,1	14,061	1,060
0,2	0,111	0,928	0,346	0,089	49,0	16,954	1,911
0,25	0,154	1,047	0,384	0,059	51,6	19,814	3,044
0,3	0,198	1,159	0,413	0,082	53,3	22,013	4,371
0,35	0,245	1,266	0,440	0,108	55,0	24,200	5,940
0,4	0,293	1,369	0,463	0,136	56,3	26,067	7,657
0,45	0,347	1,479	0,484	0,168	57,5	27,824	9,660
0,5	0,393	1,571	0,500	0,197	58,3	29,150	11,485
0,6	0,498	1,771	0,528	0,260	60,3	31,837	15,887
0,7	0,688	1,986	0,588	0,405	62,1	36,515	25,150
0,8	0,881	2,192	0,634	0,559	63,8	40,449	35,664
0,9	1,078	2,393	0,671	0,724	65,0	43,615	47,060
1,0	1,278	2,594	0,708	0,905	66,3	46,940	60,001
1,1	1,478	2,795	0,727	1,075	66,8	48,564	71,810
1,2	1,675	2,996	0,748	1,253	67,5	50,490	84,578
1,3	1,868	3,202	0,764	1,427	68,0	51,952	97,036
1,4	2,056	3,417	0,776	1,595	68,3	53,000	108,94
1,5	2,235	3,642	0,783	1,751	68,7	53,792	120,29
1,55	2,317	3,760	0,785	1,819	68,7	53,930	124,97
1,6	2,398	3,882	0,786	1,909	68,7	53,998	131,14
1,65	2,478	4,010	0,786	1,993	68,7	53,998	136,92
1,7	2,553	4,146	0,785	2,028	68,7	53,930	138,98
1,75	2,622	4,291	0,782	2,050	68,5	53,567	140,43
1,8	2,685	4,447	0,777	2,086	68,3	53,069	142,47
1,85	2,742	4,626	0,770	2,115	68,2	52,514	144,94
1,9	2,790	4,831	0,769	2,145	68,2	52,446	146,29
1,95	2,828	5,099	0,745	2,106	67,4	50,213	141,94
2,0	2,849	5,736	0,705	2,008	66,2	46,671	132,93

Tabelle III: Noch Kreisprofil.

Füllungshöhe <i>r</i>	<i>d = 0,45 m</i>			<i>d = 0,50 m</i>			<i>d = 0,55 m</i>			<i>d = 0,60 m</i>			<i>d = 0,65 m</i>		
	1. <i>k</i>	2. <i>v</i>	3. $\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$												
			m 1												
0,05	22	1,908	2,059	23	2,105	2,781	24	2,301	3,707	25	2,507	4,807	26	2,712	6,337
0,1	28	3,398	10,21	29	3,712	18,66	30	4,024	18,06	31	4,549	23,23	32	4,669	30,40
0,15	33	4,865	26,97	34	5,287	35,10	35	5,704	46,15	36	6,185	59,10	37	6,559	77,01
0,2	36	6,092	50,63	37	6,609	67,21	38	7,107	88,18	39	7,680	112,7	40	8,189	148,5
0,25	39	7,320	83,96	40	7,920	111,2	41	8,508	145,6	42	9,114	185,7	43	9,706	241,1
0,3	41	8,895	125,7	42	9,072	166,3	43	9,738	217,5	44	10,42	277,0	45	11,08	359,2
0,35	42	9,237	173,4	44	10,21	284,6	45	10,94	306,5	46	11,70	390,1	47	12,43	505,3
0,4	44	10,28	284,9	46	11,34	317,1	47	12,14	418,9	48	12,97	526,8	49	13,77	681,1
0,45	45	11,07	298,1	47	12,19	402,1	48	13,05	524,6	49	13,94	666,7	50	14,79	862,5
0,5	47	12,07	375,2	48	13,00	494,9	49	13,92	645,4	50	14,85	819,9	51	15,76	1060
0,6	48	13,31	584,1	50	14,63	718,6	51	15,63	986,3	52	16,67	1188	53	17,67	1536
0,7	49	14,28	692,3	51	15,68	980,7	52	16,76	1212	53	17,86	1538	54	18,92	1987
0,8	51	15,88	940,6	53	17,86	1263	54	18,58	1648	55	19,74	2084	56	20,91	2690
0,9	52	16,95	1168	54	18,44	1567	55	19,68	2089	56	20,96	2585	57	22,19	3885
1,0	53	17,76	1413	54	19,09	1859	55	20,38	2419	56	21,70	3067	57	22,97	3957
1,1	54	18,63	1671	55	20,02	2198	56	21,36	2859	57	22,74	3622	58	24,07	4070
1,2	54	19,07	1901	55	20,48	2501	56	21,86	3252	57	23,27	4121	58	24,63	5816
1,3	55	19,79	2165	56	21,25	2848	57	22,67	3708	58	24,12	4691	59	25,52	6049
1,4	55	20,07	2386	56	21,56	3189	57	22,99	4081	58	24,47	5170	59	25,89	6667
1,5	55	20,26	2592	56	21,76	3409	57	23,20	4432	58	24,73	5615	59	26,13	7241
1,55	55	20,28	2682	56	21,78	3527	58	23,64	4666	59	25,15	5909	60	26,61	7618
1,6	55	20,80	2768	56	21,81	3641	58	23,68	4817	59	25,19	6100	60	26,64	7865
1,65	55	20,88	2852	56	21,84	3751	58	23,72	4963	59	25,22	6284	60	26,68	8102
1,7	55	20,80	2925	56	21,81	3847	58	23,68	5090	59	25,19	6446	60	26,64	8810
1,75	55	20,28	2986	56	21,72	3928	57	23,18	5107	58	24,66	6470	59	26,09	8848
1,8	55	20,12	3085	56	21,61	3991	57	23,05	5189	58	24,54	6574	59	25,96	8478
1,85	55	19,97	3068	56	21,45	4085	57	22,87	5247	58	24,35	6646	59	25,76	8571
1,9	55	19,73	3081	56	21,19	4052	57	22,61	5368	58	24,06	6674	59	25,46	8607
1,95	54	19,02	3007	55	20,43	3956	56	21,80	5145	57	23,21	6520	58	24,56	8411
2,0	53	17,76	2825	54	19,09	3718	55	20,38	4888	56	21,70	6132	57	22,97	7913

Tabelle III: Noch Kreisprofil.

Füllungshöhe <i>r</i>	<i>d = 0,70 m</i>			<i>d = 0,75 m</i>			<i>d = 0,80 m</i>			<i>d = 0,90 m</i>			<i>d = 1,0 m</i>		
	1. <i>k</i>	2. $\frac{v}{\sqrt{\delta}}$ m	3. $\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$ cbm	1. <i>k</i>	2. $\frac{v}{\sqrt{\delta}}$ m	3. $\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$ cbm									
0,05	27	2,924	0,008	27	8,023	0,009	28	3,238	0,011	29	3,563	0,015	30	3,881	0,021
0,1	33	5,001	0,086	34	5,326	0,044	35	5,663	0,054	36	6,184	0,074	37	6,695	0,099
0,15	38	7,000	0,092	39	7,423	0,112	40	7,862	0,135	41	8,555	0,186	42	9,238	0,247
0,2	41	8,665	0,174	42	9,176	0,212	43	9,701	0,255	44	10,54	0,350	45	11,86	0,466
0,25	44	10,82	0,286	45	10,78	0,347	46	11,52	0,418	47	12,49	0,573	48	13,44	0,761
0,3	46	11,76	0,426	41	12,42	0,516	48	18,11	0,620	49	14,20	0,850	50	15,27	1,128
0,35	48	13,18	0,599	49	13,85	0,725	50	14,66	0,870	51	15,88	1,192	52	17,06	1,581
0,4	50	14,59	0,806	51	15,38	0,975	52	16,20	1,198	53	17,53	1,602	54	18,82	2,123
0,45	51	15,67	1,044	52	16,52	1,284	53	17,38	1,480	54	18,79	2,025	55	20,18	2,684
0,5	52	16,88	1,440	53	17,52	1,516	54	18,50	1,818	55	20,04	2,486	56	21,46	3,298
0,6	54	18,71	1,815	55	19,69	2,193	56	20,70	2,627	57	22,88	3,591	58	23,99	4,754
0,7	55	20,08	2,347	56	21,08	2,885	57	21,53	3,396	58	23,83	4,640	59	25,66	6,141
0,8	57	22,10	3,176	58	23,26	3,888	59	24,48	4,589	60	26,87	6,266	61	28,25	8,288
0,9	58	23,44	3,987	59	24,66	4,750	60	25,90	5,685	61	27,95	7,761	62	29,94	10,26
1,0	58	24,27	4,671	59	25,52	5,696	60	26,81	6,744	61	28,94	9,208	62	30,99	12,18
1,1	59	25,42	5,514	60	26,73	6,651	60	27,61	7,827	62	30,29	10,86	63	32,42	14,36
1,2	59	26,02	6,278	60	27,35	7,568	61	28,72	9,054	62	38,99	12,36	63	38,19	16,34
1,3	60	26,96	7,071	61	28,33	8,606	62	29,74	10,29	63	32,09	14,05	64	34,35	18,56
1,4	60	27,85	7,865	61	28,75	9,484	62	30,17	11,84	63	32,55	15,48	64	34,84	20,46
1,5	60	27,59	8,542	61	29,00	10,90	62	30,44	12,82	63	32,84	16,81	64	35,16	22,22
1,55	61	28,10	8,984	62	29,52	10,83	63	30,94	12,95	64	38,41	17,67	65	35,75	23,35
1,6	61	28,18	9,275	62	29,56	11,44	63	31,02	18,87	64	38,46	18,24	65	35,80	24,10
1,65	61	28,17	9,555	62	29,60	11,52	63	31,06	18,78	64	38,50	18,79	65	35,84	24,83
1,7	61	28,18	9,800	62	29,56	11,82	63	31,02	14,18	64	38,46	19,27	65	35,80	25,47
1,75	60	27,56	9,842	61	28,97	11,87	62	30,41	14,20	63	32,81	19,87	64	35,11	25,60
1,8	60	27,42	10,00	61	28,83	12,06	62	30,25	14,48	63	32,64	19,68	64	34,93	26,01
1,85	60	27,21	10,11	61	28,60	12,19	62	30,01	14,58	63	32,88	19,90	64	34,66	26,30
1,9	60	26,89	10,15	61	28,14	12,24	62	29,66	14,64	63	32,00	19,98	64	34,25	26,41
1,95	59	25,95	9,93	60	27,28	11,97	61	28,64	14,82	62	30,91	19,55	63	33,09	25,84
2,0	58	24,27	9,84	59	25,52	11,27	60	26,61	18,49	61	28,94	18,41	62	30,99	24,35

Tabelle III: Noch Kreisprofil.

Füllungshöhe <i>r</i>	<i>d</i> = 1,1 m			<i>d</i> = 1,2 m			<i>d</i> = 1,3 m			<i>d</i> = 1,4 m			<i>d</i> = 1,5 m		
	1. <i>k</i>	2. $\frac{v}{\sqrt{\delta}}$ m	3. $\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$ cbm												
0,05	31	4,215	0,027	32	4,528	0,035	33	4,867	0,044	34	5,208	0,054	35	5,547	0,066
0,1	38	7,228	0,180	39	7,738	0,165	40	8,253	0,207	41	8,789	0,256	42	9,309	0,311
0,15	43	9,934	0,822	44	10,60	0,409	45	11,28	0,510	46	11,98	0,628	47	12,66	0,762
0,2	46	12,20	0,607	47	13,00	0,768	48	13,82	0,956	49	14,64	1,177	50	15,46	1,427
0,25	49	14,41	0,989	50	15,85	1,251	51	16,28	1,555	52	17,28	1,912	53	18,18	2,815
0,3	51	17,87	1,485	52	17,41	1,853	53	18,46	2,301	54	19,53	2,827	55	20,58	3,420
0,35	58	18,27	2,051	54	19,41	2,591	55	20,57	3,216	56	21,75	3,949	57	22,91	4,775
0,4	55	20,15	2,752	56	21,40	3,475	57	22,65	4,310	58	23,93	5,289	59	25,19	6,390
0,45	56	21,59	3,478	57	22,92	4,389	58	24,26	5,443	59	25,63	6,676	60	26,97	8,065
0,5	57	22,95	4,265	58	24,36	5,382	59	25,72	6,672	60	27,22	8,182	61	28,63	9,881
0,6	59	25,65	6,154	60	27,20	7,760	61	28,77	9,615	62	30,19	11,78	63	31,92	14,22
0,7	60	27,42	7,947	61	29,07	10,02	62	30,73	12,41	63	32,43	15,21	64	34,09	18,35
0,8	62	30,16	10,72	63	31,98	13,51	64	33,79	16,72	65	35,64	20,48	66	37,44	24,70
0,9	63	31,97	13,27	64	33,88	16,72	65	35,79	20,69	66	37,73	25,33	67	39,63	30,55
1,0	63	33,09	15,75	64	35,07	19,83	65	37,04	24,55	66	39,05	30,06	67	41,02	36,24
1,1	64	34,62	18,56	65	36,67	28,38	66	38,73	28,93	67	40,83	35,41	68	43,73	42,69
1,2	64	35,43	21,12	65	37,53	26,60	66	39,63	32,91	67	41,78	40,29	68	43,87	48,57
1,3	65	36,66	23,99	66	38,82	30,21	67	40,99	37,87	68	43,20	45,74	69	45,35	55,13
1,4	65	37,19	26,44	66	39,39	33,29	67	41,58	41,18	68	43,83	50,41	69	46,01	60,75
1,5	65	37,53	28,72	66	39,74	36,16	67	41,96	44,73	68	44,23	54,75	69	46,43	65,98
1,55	66	38,15	30,17	67	40,40	37,98	68	42,64	46,97	69	44,93	57,47	70	47,16	69,26
1,6	66	38,20	31,14	67	40,45	39,20	68	42,69	48,49	69	44,99	59,88	70	47,22	71,50
1,65	66	38,25	32,08	67	40,50	40,39	68	42,75	49,95	69	45,05	61,12	70	47,28	78,66
1,7	66	38,20	32,91	67	40,45	41,42	68	42,69	51,24	69	44,99	62,69	70	47,22	75,54
1,75	65	37,48	38,09	66	39,70	41,66	67	41,90	51,54	68	44,17	68,08	69	46,87	76,09
1,8	65	37,28	38,62	66	39,49	42,33	67	41,69	52,37	68	43,93	64,10	69	46,13	77,25
1,85	65	36,99	38,99	66	39,18	42,80	67	41,36	52,95	68	43,60	64,80	69	45,77	78,11
1,9	65	36,56	34,13	66	38,72	42,98	67	40,95	53,17	68	43,09	65,07	69	45,23	78,48
1,95	64	35,38	38,41	65	37,43	42,08	66	39,58	52,07	67	41,67	68,74	68	43,75	76,87
2,0	63	33,09	31,48	64	35,07	39,66	65	37,04	49,09	66	39,05	60,10	67	41,02	72,47

Tabelle IV: Eiprofil.

Füllungshöhe <i>k</i> <i>r</i>	Weite 20/30 cm						Weite 25/37,5 cm						Weite 30/45 cm						Weite 35/52,5 cm						Weite 40/60 cm							
	1.		2.		3.		1.		2.		3.		1.		2.		3.		1.		2.		3.		1.		2.		3.			
	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	<i>k</i>	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$		
0,05	16	0,918	0,182	18	1,153	0,259	19	1,381	0,429	20	1,513	0,666	21	1,660	0,976																	
0,1	21	1,678	0,686	24	2,141	1,367	26	2,536	2,385	27	2,844	3,560	28	3,154	5,157																	
0,15	24	2,320	1,712	27	2,915	3,359	29	3,423	5,683	31	3,952	8,928	32	4,363	12,87																	
0,2	27	2,961	3,295	29	3,552	6,174	31	4,151	10,40	33	4,773	16,26	34	5,259	23,41																	
0,25	29	3,484	5,295	31	4,159	9,874	33	4,840	16,54	35	5,545	25,82	36	6,099	37,08																	
0,3	31	4,064	7,773	33	4,743	14,44	35	5,499	24,11	37	6,279	37,46	38	6,896	53,74																	
0,35	32	4,382	10,69	34	5,199	19,82	36	6,019	38,05	38	6,862	51,27	39	7,531	73,50																	
0,4	33	4,760	14,09	35	5,637	26,07	37	6,515	48,41	39	7,417	67,24	40	8,135	96,34																	
0,45	34	5,141	18,07	36	6,079	33,39	38	7,015	55,51	40	7,975	85,87	41	8,742	12,29																	
0,5	35	5,514	22,21	37	6,510	40,95	39	7,501	67,99	41	8,518	105,0	42	9,381	150,3																	
0,6	36	6,060	32,88	38	7,143	59,62	41	8,425	101,3	42	9,322	152,5	43	10,21	218,1																	
0,7	37	6,606	44,16	39	7,773	81,20	42	9,151	137,7	43	10,12	207,2	44	11,07	296,2																	
0,8	38	7,119	57,98	40	8,369	108,9	43	9,835	180,3	44	10,87	271,1	45	11,89	387,3																	
0,9	39	7,611	73,94	41	8,955	135,6	44	10,51	229,2	45	11,61	344,5	46	12,69	491,9																	
1,0	40	8,128	92,03	42	9,530	168,6	45	11,16	284,5	46	12,38	427,4	47	13,47	610,0																	
1,1	41	8,617	112,2	43	10,09	205,2	46	11,80	345,8	47	13,03	519,2	48	14,23	740,8																	
1,2	42	9,094	134,4	44	10,64	245,6	47	12,42	418,1	48	13,70	620,1	49	14,96	884,2																	
1,3	43	9,555	158,5	45	11,16	289,4	48	13,02	486,2	49	14,36	729,4	50	15,67	1040																	
1,4	44	10,01	184,7	46	11,69	336,9	49	13,62	565,8	50	15,01	847,7	51	16,37	1208																	
1,5	45	10,47	213,1	47	12,21	388,2	49	13,92	637,5	50	15,34	956,0	52	17,06	1389																	
1,6	45	10,67	238,0	47	12,45	433,6	50	14,47	726,5	51	15,95	1089	53	17,72	1581																	
1,7	45	10,86	263,5	47	12,66	480,0	50	14,73	804,3	51	16,22	1206	53	18,03	1734																	
1,8	45	11,03	289,5	48	13,13	538,7	50	14,96	888,8	52	16,80	1351	54	18,66	1959																	
1,9	45	11,18	317,6	48	13,36	590,9	50	15,21	969,5	52	17,08	1482	54	18,97	2189																	
2,0	46	11,59	360,3	48	13,51	637,6	51	15,69	1067	53	17,61	1630	54	19,19	2362																	
2,1	46	11,72	377,6	49	13,95	701,7	51	15,87	1150	53	17,81	1757	55	19,77	2547																	
2,2	46	11,86	405,3	49	14,10	753,2	51	16,05	1237	53	18,01	1886	55	19,99	2733																	
2,3	46	11,93	421,8	49	14,19	782,9	51	16,14	1283	53	18,12	1960	55	20,11	2841																	
2,4	47	12,26	466,1	49	14,28	847,7	52	16,56	1417	54	18,58	2162	55	20,23	3080																	
2,5	47	12,32	491,2	49	14,34	893,3	52	16,64	1498	54	18,67	2279	55	20,33	3242																	
2,55	47	12,31	499,9	49	14,38	909,1	52	16,62	1520	54	18,64	2319	55	20,31	3299																	
2,6	47	12,31	509,7	49	14,38	927,0	52	16,62	1549	54	18,64	2365	55	20,31	3364																	
2,65	47	12,29	519,1	49	14,31	944,1	52	16,60	1578	54	18,62	2408	55	20,28	3426																	
2,7	47	12,26	527,3	49	14,28	958,9	52	16,56	1603	54	18,58	2446	55	20,23	3480																	
2,75	47	12,23	534,1	49	14,24	971,4	52	16,20	1624	54	18,19	2478	55	20,18	3525																	
2,8	47	11,91	539,1	49	14,17	980,4	52	16,13	1640	54	18,10	2501	55	20,09	3558																	
2,85	47	11,83	542,3	49	14,07	986,2	52	16,01	1687	54	17,97	2516	55	19,94	3579																	
2,9	47	11,98	542,8	49	13,95	987,3	52	15,87	1689	54	17,81	2518	55	19,77	3583																	
2,95	46	11,52	527,0	48	13,46	961,2	51	15,38	1609	53	17,22	2457	54	19,12	3496																	
3,0	45	10,82	497,4	47	12,66	908,8	50	14,43	1523	52	16,22	2327	53	18,03	3314																	

Tabelle IV: Noch Eiprofil.

Füllungshöhe $\frac{h}{r}$	Weite 45/67,5 cm			Weite 50/75 cm			Weite 55/82,5 cm			Weite 60/90 cm			Weite 65/97,5 cm		
	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.
	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$
0,05	22	1,887	0,001	23	2,082	0,002	24	2,276	0,002	25	2,480	0,003	26	2,682	0,004
0,1	29	3,464	0,007	30	3,780	0,010	31	4,093	0,018	32	4,419	0,016	33	4,740	0,020
0,15	33	4,771	0,017	34	5,185	0,024	35	5,594	0,031	36	6,017	0,040	37	6,432	0,050
0,2	36	5,904	0,033	37	6,401	0,045	38	6,890	0,058	39	7,895	0,074	40	7,889	0,093
0,25	38	6,827	0,051	39	7,391	0,070	40	7,944	0,091	41	8,515	0,117	42	9,073	0,146
0,3	40	7,698	0,074	41	8,323	0,101	42	8,935	0,132	43	9,567	0,168	44	10,18	0,210
0,35	41	8,395	0,109	42	9,072	0,135	44	9,960	0,184	45	10,65	0,234	45	11,33	0,292
0,4	42	9,058	0,138	43	9,782	0,181	45	10,73	0,240	46	11,47	0,306	46	12,19	0,381
0,45	43	9,722	0,169	44	10,49	0,231	46	11,50	0,306	47	12,29	0,389	47	13,05	0,485
0,5	44	10,36	0,207	45	11,18	0,281	47	12,24	0,373	48	13,07	0,474	48	13,88	0,590
0,6	45	11,33	0,299	46	12,21	0,408	48	13,36	0,540	49	14,26	0,686	49	15,13	0,854
0,7	46	12,28	0,406	47	13,23	0,553	49	14,46	0,731	50	15,43	0,928	50	16,37	1,156
0,8	47	13,17	0,530	48	14,18	0,722	50	15,48	0,954	51	16,52	1,211	51	17,52	1,507
0,9	48	14,04	0,673	49	15,12	0,916	51	16,49	1,209	52	17,58	1,534	52	18,64	1,908
1,0	49	14,89	0,834	50	16,03	1,134	52	17,47	1,496	53	18,62	1,897	53	19,73	2,359
1,1	50	15,71	1,012	52	17,24	1,403	54	18,76	1,847	55	19,98	2,341	54	21,16	2,910
1,2	51	16,51	1,207	53	18,10	1,672	55	19,68	2,200	56	20,96	2,787	56	22,19	3,463
1,3	52	17,28	1,418	54	18,93	1,963	56	20,57	2,581	57	21,90	3,269	57	23,18	4,061
1,4	53	18,04	1,646	54	19,89	2,285	56	21,07	2,989	57	22,43	3,724	58	23,74	4,625
1,5	54	18,79	1,891	55	20,19	2,567	56	21,54	3,815	57	22,93	4,199	58	24,27	5,216
1,6	54	19,15	2,112	55	20,57	2,867	57	22,34	3,768	58	23,77	4,772	58	25,15	5,925
1,7	55	19,84	2,381	56	21,31	3,282	57	22,73	4,172	58	24,19	5,283	59	25,59	6,560
1,8	55	20,15	2,617	56	21,64	3,551	57	23,09	4,584	58	24,57	5,805	59	26,44	7,380
1,9	56	20,86	2,928	57	22,40	3,965	58	23,89	5,117	59	25,41	6,478	60	26,88	8,041
2,0	56	21,10	3,154	57	22,66	4,279	58	24,16	5,521	59	25,70	6,989	60	27,19	8,660
2,1	56	21,34	3,400	57	22,91	4,613	58	24,44	5,952	59	26,00	7,335	60	27,50	9,354
2,2	56	21,58	3,649	58	23,58	5,038	59	25,13	6,499	60	26,73	8,225	60	28,27	10,21
2,3	56	21,71	3,793	58	23,72	5,237	59	25,29	6,755	60	26,90	8,550	61	28,44	10,61
2,4	56	21,85	4,107	58	23,87	5,670	59	25,44	7,315	60	27,06	9,258	61	28,62	11,49
2,5	56	21,95	4,328	58	23,98	5,975	59	25,57	7,708	60	27,19	9,755	61	28,75	12,11
2,55	56	21,93	4,405	58	23,95	6,081	59	25,54	7,845	60	27,16	9,928	61	28,72	12,32
2,6	56	21,93	4,491	58	23,95	6,201	59	25,54	7,999	60	27,16	10,12	61	28,70	12,56
2,65	56	21,90	4,574	58	23,93	6,315	59	25,51	8,146	60	27,12	10,31	61	28,68	12,79
2,7	56	21,85	4,646	58	23,87	6,414	59	25,44	8,274	60	27,06	10,47	61	28,62	13,00
2,75	56	21,79	4,706	58	23,81	6,498	59	25,38	8,382	60	27,00	10,61	61	28,55	13,16
2,8	56	21,69	4,750	58	23,70	6,558	59	25,26	8,440	60	26,86	10,71	61	28,41	13,29
2,85	56	21,58	4,778	58	23,52	6,597	59	25,07	8,510	60	26,67	10,77	61	28,20	13,37
2,9	56	21,34	4,784	58	23,32	6,604	59	24,86	8,519	60	26,44	10,78	61	27,96	13,38
2,95	55	20,65	4,669	57	22,57	6,420	58	24,07	8,323	59	25,61	10,54	60	27,09	13,08
3,0	54	19,48	4,427	56	21,31	6,119	57	22,73	7,898	58	24,19	10,00	59	25,59	12,42

Tabelle IV: Noch Eiprofil.

Füllungshöhe $\frac{h}{r}$	Weite 70/105 cm			Weite 75/112,5 cm			Weite 80/120 cm			Weite 90/185 cm			Weite 100/150 cm		
	1. k	2. $\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	3. $\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	1. k	2. $\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	3. $\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	1. k	2. $\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	3. $\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	1. k	2. $\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	3. $\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$	1. k	2. $\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	3. $\frac{Q}{\sqrt{\delta}}$
		m	cbm		m	cbm		m	cbm		m	cbm		m	cbm
0,05	27	2,893	0,005	27	2,991	0,006	28	3,203	0,007	29	3,522	0,010	30	3,839	0,015
0,1	33	4,923	0,025	33	5,089	0,030	33	5,256	0,034	35	5,918	0,049	37	6,592	0,073
0,15	38	6,861	0,062	39	7,280	0,076	40	7,710	0,091	40	8,186	0,122	42	9,057	0,180
0,2	41	8,398	0,115	42	8,894	0,139	43	9,403	0,167	44	10,22	0,280	45	11,01	0,381
0,25	43	9,648	0,180	44	10,20	0,218	45	10,78	0,262	46	11,70	0,360	47	12,59	0,516
0,3	45	10,82	0,258	46	11,43	0,318	47	12,06	0,376	48	13,08	0,516	49	14,07	0,789
0,35	47	12,02	0,359	48	12,69	0,435	49	13,38	0,522	50	14,49	0,716	51	15,58	1,025
0,4	48	12,98	0,469	49	13,64	0,568	50	14,38	0,680	51	15,57	0,934	52	16,73	1,386
0,45	49	13,84	0,596	50	14,60	0,722	51	15,37	0,864	52	16,64	1,185	53	17,87	1,695
0,5	50	14,71	0,726	51	15,51	0,878	52	16,33	1,051	53	17,68	1,441	54	18,97	2,062
0,6	51	16,08	1,049	52	16,90	1,270	53	17,79	1,519	54	19,24	2,082	55	20,65	2,976
0,7	52	17,33	1,420	53	18,26	1,717	54	19,21	2,054	55	20,78	2,814	56	22,29	4,022
0,8	53	18,54	1,850	54	19,53	2,287	55	20,54	2,674	56	22,21	3,662	57	28,82	5,288
0,9	54	19,72	2,342	55	20,77	2,881	56	21,84	3,984	57	23,60	4,632	58	25,80	6,617
1,0	55	20,87	2,895	56	21,97	3,498	57	23,09	4,179	58	24,95	5,720	59	26,74	8,168
1,1	57	22,87	3,568	58	23,53	4,908	59	24,72	5,144	60	26,69	7,037	61	28,59	10,04
1,2	58	23,45	4,245	59	24,66	5,124	60	25,90	6,117	61	27,96	8,365	62	29,94	11,94
1,3	58	24,07	4,892	59	25,81	5,905	60	26,58	7,049	61	28,69	9,640	62	30,73	18,76
1,4	58	24,65	5,571	59	25,93	6,725	60	27,23	8,028	62	29,87	10,98	63	31,98	15,92
1,5	59	25,64	6,891	60	26,95	7,718	61	28,30	9,205	62	30,54	12,88	63	32,69	17,95
1,6	59	26,13	7,137	61	27,92	8,614	61	28,84	10,28	62	31,21	14,05	64	38,85	20,37
1,7	59	26,58	7,902	61	28,41	9,695	61	29,34	11,38	62	31,88	15,56	64	34,43	22,55
1,8	60	27,46	8,890	61	28,86	10,65	62	30,29	12,71	63	32,68	17,37	65	35,52	25,16
1,9	61	28,88	9,848	62	29,82	11,69	62	30,80	13,85	63	33,23	19,06	65	36,12	27,60
2,0	61	29,18	10,88	62	30,17	12,82	63	31,65	15,29	64	34,14	20,89	65	36,53	29,78
2,1	61	29,51	11,46	62	30,51	13,82	63	32,01	16,48	64	34,53	22,52	66	37,52	32,60
2,2	62	29,84	12,50	62	30,85	14,83	63	32,37	17,69	64	34,91	24,17	66	37,94	34,99
2,3	62	30,02	12,99	63	31,54	15,67	63	32,57	18,89	65	35,68	25,51	66	38,17	36,38
2,4	62	30,21	14,07	63	31,73	16,96	63	32,77	19,91	65	35,90	27,63	66	38,40	39,39
2,5	62	30,85	14,82	63	31,89	17,87	63	32,98	20,98	65	36,07	29,12	66	38,59	41,50
2,55	62	30,33	15,09	63	31,85	18,19	63	32,89	21,35	65	36,03	29,57	66	38,54	42,24
2,6	62	30,33	15,38	63	31,85	18,55	63	32,89	21,77	65	36,03	30,21	66	38,54	43,07
2,65	62	30,28	15,67	63	31,81	18,89	63	32,85	22,17	65	35,98	30,77	66	38,50	43,86
2,7	62	30,21	15,92	63	31,73	19,19	63	32,77	22,52	65	35,90	31,26	66	38,40	44,55
2,75	62	30,13	16,12	63	31,65	19,44	63	32,69	22,82	65	35,81	31,66	66	38,31	45,13
2,8	62	29,99	16,27	63	31,50	19,62	63	32,53	23,03	65	35,63	31,96	66	38,18	45,55
2,85	62	29,77	16,37	63	31,27	19,73	63	32,29	23,16	65	35,37	32,15	66	37,84	45,82
2,9	62	29,51	16,38	63	31,00	19,76	63	32,01	23,19	65	35,07	32,18	66	37,52	45,87
2,95	61	28,60	16,02	62	30,05	19,32	62	31,03	22,68	64	34,01	31,49	65	36,40	44,90
3,0	60	27,03	15,21	61	28,41	18,36	61	29,34	21,55	63	32,17	29,93	64	34,43	42,69

Tabelle IV: Noch Eiprofil.

Füllungshöhe $\frac{k}{r}$	Weite 110/165 cm			Weite 120/180 cm			Weite 130/195 cm			Weite 140/210 cm			Weite 150/225 cm		
	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.	1.	2.	3.
	k	$\frac{v}{\sqrt{\delta}}$	$\frac{Q}{\text{cbm}}$												
0,05	31	4,197	0,018	32	4,489	0,023	33	4,814	0,029	33	4,999	0,034	34	5,329	0,044
0,1	38	7,168	0,089	39	7,617	0,112	40	8,125	0,140	41	8,648	0,166	42	9,166	0,211
0,15	43	9,810	0,219	44	10,40	0,276	45	11,06	0,345	46	12,02	0,407	47	12,41	0,515
0,2	46	11,91	0,401	47	12,60	0,505	48	13,39	0,629	49	14,19	0,742	50	14,98	0,938
0,25	48	13,61	0,626	49	14,39	0,787	50	15,27	0,981	51	16,18	1,156	52	17,07	1,459
0,3	50	15,18	0,895	51	16,05	1,126	52	17,02	1,401	53	18,01	1,650	54	18,99	2,081
0,35	52	16,80	1,240	52	17,41	1,529	53	18,45	1,902	54	19,53	2,240	55	20,58	2,824
0,4	53	18,04	1,616	54	19,04	2,029	55	20,17	2,523	56	21,18	2,968	57	22,46	3,740
0,45	54	19,27	2,049	55	20,33	2,573	56	21,58	3,198	57	22,76	3,765	58	23,96	4,738
0,5	55	20,45	2,491	56	21,57	3,200	57	22,88	3,884	58	24,13	4,568	59	25,40	5,752
0,6	56	22,24	3,595	57	23,46	4,512	58	24,82	5,603	59	26,22	6,586	60	27,59	8,291
0,7	57	24,00	4,856	58	25,31	6,092	59	26,77	7,564	60	28,27	8,909	61	29,74	11,45
0,8	58	25,64	6,317	59	27,02	7,923	60	28,58	9,838	61	30,18	11,55	62	31,73	14,54
0,9	59	27,23	7,986	60	28,69	10,01	61	30,34	12,42	62	32,02	14,59	63	33,66	18,35
1,0	60	28,77	9,855	61	30,30	12,35	62	32,08	15,32	63	33,80	17,99	64	35,53	22,63
1,1	62	30,75	12,11	63	32,37	15,17	64	34,20	18,81	65	36,07	22,08	65	37,32	27,33
1,2	63	32,19	14,39	64	33,88	18,02	65	35,78	22,34	66	37,73	26,21	66	39,04	32,44
1,3	63	38,08	16,58	64	34,77	20,77	65	36,78	25,74	66	38,72	30,20	67	40,67	37,96
1,4	64	34,87	19,18	65	36,17	24,02	66	38,19	29,77	67	40,26	34,92	68	42,25	43,87
1,5	64	35,14	21,68	65	36,98	27,09	66	39,05	33,57	67	41,16	39,38	69	43,85	50,21
1,6	65	36,37	24,54	66	38,26	30,72	67	40,12	38,06	68	42,57	44,64	69	44,70	56,07
1,7	65	37,00	27,17	66	38,92	34,01	67	41,10	42,13	68	43,32	49,42	70	46,13	62,97
1,8	66	38,08	30,31	67	40,14	37,98	67	41,74	46,29	68	44,00	54,30	70	46,86	69,19
1,9	66	38,80	33,25	67	40,81	41,61	67	42,45	50,79	68	44,74	59,57	70	47,65	75,91
2,0	66	39,25	35,88	67	41,28	44,90	67	42,93	54,80	68	45,25	64,27	70	48,19	81,90
2,1	67	40,29	39,26	67	41,75	48,41	68	44,07	59,96	69	46,43	70,31	70	48,74	88,30
2,2	67	40,74	42,14	68	42,85	52,78	68	44,56	64,36	69	46,95	75,46	70	49,28	94,77
2,3	67	40,99	43,81	68	43,11	54,81	68	44,88	66,90	69	47,24	78,45	70	49,59	98,52
2,4	67	41,25	47,43	68	43,37	59,35	68	45,11	72,44	69	47,53	84,94	70	49,89	106,7
2,5	67	41,45	49,98	68	43,58	62,54	68	45,38	76,33	69	47,76	89,51	70	50,18	112,4
2,55	67	41,40	50,87	68	43,53	63,65	68	45,27	77,68	69	47,70	91,09	70	50,07	114,4
2,6	67	41,40	51,87	68	43,53	64,90	68	45,27	79,21	69	47,70	92,89	70	50,07	116,6
2,65	67	41,34	52,82	68	43,48	66,10	68	45,22	80,67	69	47,65	94,59	70	50,01	118,8
2,7	67	41,25	53,65	68	43,37	67,14	68	45,11	81,94	69	47,53	96,09	70	49,89	120,7
2,75	67	41,14	54,35	68	43,27	68,01	68	45,00	83,00	69	47,42	97,33	70	49,77	122,2
2,8	67	40,94	54,86	68	43,06	68,64	68	44,78	83,77	69	47,18	98,24	70	49,53	123,4
2,85	67	40,64	55,18	68	42,74	69,05	68	44,45	84,27	69	46,84	97,69	70	49,16	124,1
2,9	67	40,29	55,25	68	42,37	69,18	68	44,07	84,87	69	46,43	98,98	70	48,74	124,2
2,95	66	39,10	54,08	67	41,12	67,69	67	42,77	82,61	68	45,08	96,89	69	47,38	121,7
3,0	65	37,00	51,43	66	38,92	64,39	66	40,48	78,58	67	42,68	92,19	68	44,81	115,8

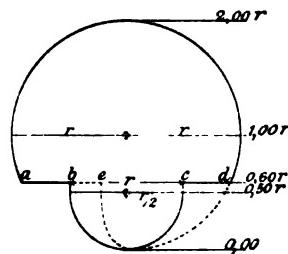


Tabelle V:
Kreisprofil mit Sohlenrinne.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{r}{\delta}\right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\delta}\right) =$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$ cbm
m	qm	m				m	
0,05	0,015	0,451	0,181	0,003	33,5	6,046	0,101
0,1	0,041	0,644	0,252	0,010	41,2	10,382	0,412
0,15	0,074	0,796	0,305	0,028	46,1	14,061	1,060
0,2	0,111	0,928	0,346	0,089	49,0	16,954	1,911
0,25	0,154	1,047	0,384	0,059	51,6	19,814	3,044
0,3	0,198	1,159	0,413	0,082	53,3	22,013	4,371
0,35	0,245	1,266	0,440	0,108	55,0	24,200	5,940
0,4	0,293	1,369	0,463	0,136	56,3	26,067	7,657
0,45	0,347	1,479	0,484	0,168	57,5	27,824	9,660
0,5	0,393	1,571	0,500	0,197	58,3	29,150	11,485
0,6	0,493	1,771	0,528	0,260	60,3	31,837	15,837
0,7	0,688	1,986	0,588	0,405	62,1	36,515	25,150
0,8	0,881	2,192	0,634	0,559	63,8	40,449	35,664
0,9	1,078	2,393	0,671	0,724	65,0	43,615	47,060
1,0	1,278	2,594	0,708	0,905	66,3	46,940	60,001
1,1	1,478	2,795	0,727	1,075	66,8	48,564	71,810
1,2	1,675	2,996	0,748	1,253	67,5	50,490	84,578
1,3	1,868	3,202	0,764	1,427	68,0	51,952	97,036
1,4	2,056	3,417	0,776	1,595	68,3	53,000	108,94
1,5	2,235	3,642	0,783	1,751	68,7	53,792	120,29
1,55	2,317	3,760	0,785	1,819	68,7	53,930	124,97
1,6	2,398	3,882	0,786	1,909	68,7	53,998	131,14
1,65	2,478	4,010	0,786	1,993	68,7	53,998	136,92
1,7	2,553	4,146	0,785	2,023	68,7	53,930	138,98
1,75	2,622	4,291	0,782	2,050	68,5	53,567	140,43
1,8	2,685	4,447	0,777	2,086	68,3	53,069	142,47
1,85	2,742	4,626	0,770	2,115	68,2	52,514	144,94
1,9	2,790	4,831	0,769	2,145	68,2	52,446	146,29
1,95	2,828	5,099	0,745	2,106	67,4	50,213	141,94
2,0	2,849	5,736	0,705	2,008	66,2	46,671	132,98

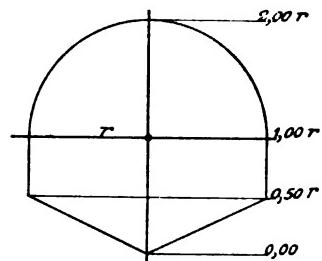


Tabelle VI:
Kreisprofil mit geradem Mittelteil und eckiger
Schalenrinne.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \sqrt{\frac{r}{r}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \cdot \sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \sqrt{\frac{r}{r}}$	6. k	7. $\left(\frac{v}{\sqrt{\delta}} \right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}} \right) =$ $k \frac{F}{r^2} \cdot \sqrt{\frac{F}{r} \sqrt{\delta}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,005	0,224	0,150	0,001	30,0	4,500	0,080
0,1	0,020	0,447	0,212	0,004	35,0	7,420	0,140
0,15	0,045	0,671	0,259	0,012	41,5	10,749	0,498
0,2	0,080	0,895	0,299	0,024	45,7	13,664	1,097
0,25	0,125	1,118	0,333	0,041	48,7	16,217	1,997
0,3	0,180	1,342	0,366	0,066	50,2	18,373	3,313
0,35	0,245	1,565	0,396	0,097	52,2	20,671	5,063
0,4	0,320	1,789	0,428	0,135	53,9	22,800	7,277
0,45	0,405	2,013	0,449	0,182	55,7	25,009	10,137
0,5	0,500	2,236	0,473	0,236	56,9	26,914	13,428
0,6	0,700	2,436	0,536	0,375	59,9	32,106	22,463
0,7	0,900	2,636	0,584	0,526	61,9	36,150	32,559
0,8	1,100	2,836	0,628	0,685	63,5	39,561	43,498
0,9	1,300	3,036	0,654	0,851	64,5	42,183	54,890
1,0	1,500	3,236	0,681	1,021	65,3	44,469	66,671
1,1	1,700	3,437	0,708	1,196	66,2	46,539	79,175
1,2	1,897	3,638	0,722	1,370	66,7	48,157	91,379
1,3	2,090	3,844	0,737	1,541	67,2	49,526	103,56
1,4	2,278	4,059	0,749	1,707	67,5	50,558	115,22
1,5	2,457	4,284	0,757	1,861	67,7	51,249	125,99
1,55	2,539	4,402	0,760	1,928	67,8	51,528	130,72
1,6	2,620	4,524	0,761	1,994	67,8	51,596	135,19
1,65	2,700	4,652	0,762	2,057	67,8	51,664	139,46
1,7	2,775	4,788	0,761	2,113	67,8	51,596	143,26
1,75	2,844	4,933	0,759	2,160	67,8	51,460	146,45
1,8	2,907	5,089	0,756	2,197	67,7	51,181	148,74
1,85	2,964	5,268	0,750	2,223	67,5	50,625	150,05
1,9	3,012	5,473	0,742	2,234	67,3	49,936	150,85
1,95	3,050	5,741	0,729	2,223	67,0	48,843	148,94
2,0	3,071	6,378	0,694	2,181	65,8	45,665	140,22

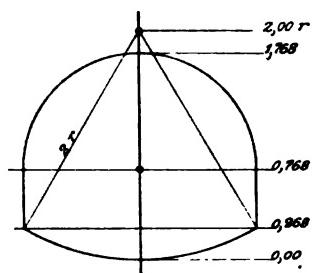


Tabelle VII:
Gedrücktes Profil mit flacher Sohle, geradem Mittelteil
und Halbkreiswölbung.

1. Fullungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \frac{1}{\sqrt{r}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $F \cdot \sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{r}}$	6. k	7. $(\frac{r}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \cdot \sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \frac{1}{\sqrt{r} \cdot \sqrt{\delta}}$	8. $(\frac{\varrho}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \cdot \frac{F}{r^2} \cdot \sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \frac{1}{\sqrt{r} \cdot \sqrt{\delta}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,029	0,896	0,180	0,005	33,5	6,080	0,168
0,1	0,083	1,268	0,256	0,021	41,3	10,573	0,867
0,15	0,153	1,559	0,313	0,048	46,5	14,555	2,232
0,2	0,235	1,804	0,361	0,085	49,9	18,014	4,242
0,268	0,365	2,094	0,418	0,152	53,6	22,405	8,147
0,368	0,565	2,294	0,496	0,280	58,1	28,818	16,268
0,468	0,765	2,495	0,553	0,423	60,7	33,628	25,737
0,568	0,965	2,695	0,599	0,578	62,5	37,438	36,125
0,668	1,165	2,895	0,635	0,739	63,8	40,513	47,148
0,768	1,365	3,095	0,664	0,907	64,8	43,027	58,773
0,868	1,565	3,295	0,689	1,079	65,7	45,267	70,890
0,968	1,762	3,496	0,710	1,251	66,3	47,073	82,941
1,068	1,955	3,702	0,727	1,421	66,8	48,564	94,923
1,168	2,143	3,917	0,740	1,585	67,3	49,802	106,67
1,268	2,322	4,142	0,749	1,739	67,5	50,557	117,39
1,318	2,404	4,260	0,751	1,806	67,5	50,693	121,90
1,368	2,485	4,382	0,753	1,871	67,7	50,978	126,67
1,418	2,565	4,510	0,754	1,934	67,7	51,046	130,93
1,468	2,640	4,646	0,754	1,990	67,7	51,046	134,72
1,518	2,709	4,791	0,752	2,037	67,5	50,760	137,50
1,568	2,772	4,947	0,749	2,075	67,5	50,558	140,06
1,618	2,829	5,126	0,743	2,102	67,4	50,078	141,67
1,668	2,877	5,381	0,735	2,114	67,2	49,392	142,06
1,718	2,915	5,599	0,722	2,103	66,7	48,157	140,27
1,768	2,936	6,236	0,686	2,014	65,5	44,933	131,92

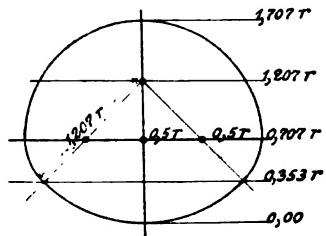


Tabelle VIII:
Gedrücktes Profil mit abgeflachter Sohle und
Halbkreiswölbung.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{v}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,023	0,700	0,182	0,004	33,5	6,097	0,134
0,1	0,065	0,989	0,256	0,017	41,3	10,573	0,702
0,15	0,119	1,216	0,312	0,037	46,3	14,446	1,713
0,2	0,181	1,408	0,358	0,065	49,9	17,864	3,244
0,25	0,251	1,582	0,398	0,100	52,5	20,895	5,250
0,3	0,328	1,740	0,434	0,142	54,7	23,740	7,767
0,35	0,410	1,886	0,466	0,191	56,3	26,236	10,753
0,4	0,499	2,020	0,497	0,248	58,1	28,876	14,409
0,45	0,591	2,142	0,525	0,310	59,5	31,238	18,445
0,5	0,685	2,255	0,551	0,378	60,5	33,336	22,869
0,6	0,879	2,466	0,597	0,525	62,3	37,193	32,709
0,707	1,091	2,681	0,638	0,696	64,0	40,832	44,544
0,807	1,291	2,882	0,669	0,864	65,0	43,485	56,160
0,907	1,488	3,083	0,695	1,034	65,8	45,731	68,037
1,007	1,681	3,289	0,715	1,202	66,5	47,548	79,933
1,107	1,869	3,504	0,730	1,364	67,0	48,910	91,388
1,207	2,048	3,729	0,741	1,518	67,3	49,869	102,16
1,257	2,130	3,847	0,744	1,585	67,4	50,146	106,83
1,307	2,211	3,969	0,746	1,650	67,4	50,280	111,21
1,357	2,291	4,097	0,748	1,718	67,5	50,490	115,63
1,407	2,366	4,233	0,748	1,769	67,5	50,490	119,41
1,457	2,435	4,378	0,746	1,816	67,4	50,280	122,40
1,507	2,498	4,534	0,742	1,854	67,3	49,937	124,77
1,557	2,555	4,713	0,736	1,881	67,2	49,459	126,40
1,607	2,603	4,918	0,728	1,896	67,0	48,776	127,08
1,657	2,641	5,186	0,714	1,885	66,5	47,481	125,85
1,707	2,662	5,823	0,676	1,884	65,2	44,075	112,84

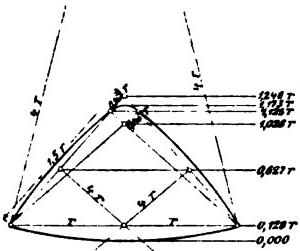


Tabelle IX:

1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
Füllungshöhe = $\frac{h}{r}$	$x = \frac{F}{r^2}$	$y = \frac{u}{r}$	$\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$ $\frac{F}{\sqrt{r^2}}$	$x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{E}{u}}$ $\frac{F}{\sqrt{r^2}}$	k	$(\frac{r}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	$(\frac{q}{\sqrt{\delta}}) =$ cbm
m	qm	m				m	
0,05	0,042	1,268	0,183	0,008	38,5	6,181	0,268
0,1	0,118	1,791	0,256	0,030	41,3	10,573	1,239
0,128	0,170	2,024	0,290	0,049	44,8	12,992	2,192
0,228	0,362	2,292	0,398	0,144	52,5	20,895	7,560
0,328	0,535	2,560	0,457	0,245	56,0	25,592	18,720
0,428	0,691	2,827	0,494	0,341	58,1	28,701	19,812
0,528	0,828	3,095	0,518	0,429	59,2	30,666	25,397
0,628	0,948	3,362	0,531	0,503	59,7	31,701	30,029
0,728	1,050	3,630	0,538	0,565	60,1	32,384	33,957
0,828	1,133	3,898	0,539	0,611	60,1	32,394	37,021
0,928	1,200	4,165	0,537	0,643	59,9	32,166	38,516
1,028	1,248	4,433	0,531	0,662	59,7	31,701	39,521
1,125	1,278	4,700	0,521	0,667	59,2	30,843	39,486
1,173	1,286	4,944	0,510	0,656	58,7	29,937	38,507

Tabelle X: Gedrücktes Profil mit Verengung nach oben und mit Sohlenrinne.

0,05	0,015	0,451	0,181	0,003	33,5	6,064	0,101
0,1	0,041	0,644	0,252	0,010	41,2	10,382	0,412
0,15	0,074	0,796	0,305	0,023	46,1	14,061	1,060
0,2	0,111	0,928	0,346	0,039	49,0	16,954	1,911
0,3	0,191	1,128	0,412	0,079	58,1	21,877	4,195
0,4	0,271	1,328	0,452	0,122	55,7	25,176	6,795
0,5	0,351	1,528	0,485	0,170	57,5	27,888	9,809
0,545	0,392	2,068	0,436	0,171	54,7	28,849	9,854
0,595	0,474	2,519	0,434	0,206	54,7	23,740	11,268
0,628	0,520	2,752	0,435	0,226	54,7	23,795	12,362
0,728	0,712	3,020	0,486	0,346	57,5	27,945	19,895
0,828	0,885	3,288	0,525	0,465	59,5	31,288	27,668
0,928	1,041	3,555	0,544	0,566	60,3	32,803	34,180
1,028	1,178	3,823	0,555	0,654	60,7	38,689	39,698
1,128	1,298	4,090	0,570	0,740	61,3	34,941	45,862
1,228	1,400	4,358	0,572	0,794	61,3	35,064	48,672
1,328	1,483	4,626	0,573	0,850	61,5	35,240	52,275
1,428	1,550	4,893	0,565	0,876	61,1	34,522	53,524
1,528	1,598	5,161	0,558	0,892	60,9	33,982	54,828
1,620	1,628	5,428	0,548	0,892	60,5	33,154	53,966
1,668	1,636	5,672	0,537	0,879	59,9	32,166	52,652

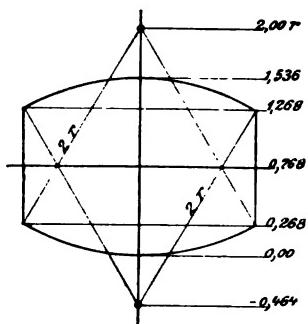


Tabelle XI:
Gedrücktes Profil mit flacher Sohle, flacher Decke und
geradem Mittelteil.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$ m	2. $x = \frac{F}{r^2}$ qm	3. $y = \frac{u}{r}$ m	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$ $\sqrt{\frac{r}{r}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$ $\sqrt{\frac{r}{r}}$	6. k	7. $(\frac{r}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \sqrt{\frac{F}{u}}$ m	8. $(\frac{q}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$ cbm
0,05	0,029	0,896	0,180	0,005	33,5	6,030	0,168
0,1	0,083	1,268	0,256	0,021	41,3	10,573	0,867
0,15	0,153	1,559	0,313	0,048	46,5	14,555	2,232
0,2	0,235	1,804	0,361	0,085	49,9	18,014	4,242
0,268	0,365	2,094	0,418	0,152	53,6	22,405	8,147
0,368	0,565	2,295	0,496	0,280	58,1	28,818	16,268
0,468	0,765	2,495	0,553	0,423	60,7	33,628	25,737
0,568	0,965	2,695	0,599	0,578	62,5	37,438	36,125
0,668	1,165	2,895	0,635	0,739	63,8	40,513	47,148
0,768	1,365	3,095	0,664	0,907	64,8	43,027	58,773
0,868	1,565	3,295	0,689	1,079	65,7	45,267	70,890
0,968	1,765	3,495	0,711	1,254	66,8	47,139	83,140
1,068	1,965	3,695	0,729	1,433	67,0	48,843	96,011
1,168	2,165	3,895	0,746	1,614	67,4	50,280	108,78
1,268	2,365	4,095	0,760	1,798	67,8	51,528	121,90
1,366	2,495	4,384	0,754	1,882	67,7	51,046	127,41
1,386	2,577	4,629	0,746	1,922	67,4	50,280	129,54
1,436	2,647	4,920	0,734	1,942	67,2	49,325	130,50
1,486	2,701	5,292	0,714	1,930	66,5	47,481	128,35
1,536	2,730	6,188	0,664	1,818	64,8	43,027	117,48

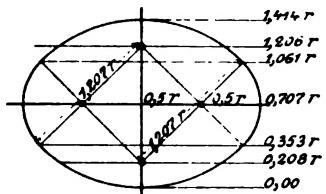


Tabelle XII:
Gedrücktes Profil mit abgeflachter Sohle und
abgeflachter Decke.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$ m	2. $x = \frac{F}{r^2}$ qm	3. $y = \frac{u}{r}$ m	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{r}{\sqrt{\delta}} \right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$ m	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}} \right) =$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$ cbm
0,05	0,028	0,700	0,182	0,004	33,5	6,097	0,134
0,1	0,065	0,989	0,256	0,017	41,3	10,573	0,702
0,15	0,119	1,216	0,812	0,037	46,3	14,446	1,713
0,2	0,181	1,408	0,858	0,065	49,9	17,864	3,244
0,25	0,251	1,582	0,898	0,100	52,5	20,895	5,250
0,3	0,328	1,740	0,434	0,142	54,7	23,740	7,767
0,35	0,410	1,886	0,466	0,191	56,3	26,236	10,753
0,4	0,499	2,020	0,497	0,248	58,1	28,876	14,409
0,45	0,591	2,142	0,525	0,310	59,5	31,238	18,445
0,5	0,685	2,255	0,551	0,378	60,5	33,836	22,869
0,6	0,879	2,466	0,597	0,525	62,3	37,193	32,709
0,707	1,091	2,681	0,638	0,696	64,0	40,832	44,544
0,814	1,303	2,896	0,671	0,874	65,0	43,615	56,810
0,914	1,497	3,107	0,694	1,039	65,8	45,665	68,366
0,964	1,591	3,220	0,708	1,118	66,2	46,539	74,012
1,014	1,683	3,342	0,710	1,194	66,3	47,073	79,162
1,064	1,772	3,476	0,714	1,265	66,5	47,481	84,123
1,114	1,854	3,622	0,716	1,327	66,5	47,614	88,245
1,164	1,931	3,780	0,715	1,380	66,5	47,548	91,770
1,214	2,001	3,954	0,711	1,424	66,8	47,189	94,411
1,264	2,063	4,146	0,705	1,455	66,2	46,671	96,321
1,314	2,117	4,373	0,696	1,473	65,8	45,797	96,928
1,364	2,159	4,662	0,681	1,469	65,3	44,469	95,926
1,414	2,182	5,362	0,638	1,392	64,0	40,832	89,088

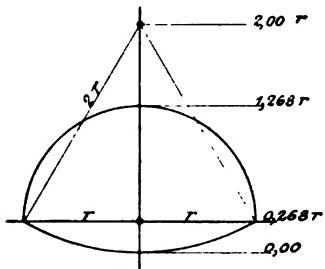


Tabelle XIII:

Gedrücktes Profil mit flacher Sohle und Halbkreiswölbung.

1. Füllungs- höhe $= \frac{u}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{v}{\sqrt{\delta}} \right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}} \right) =$ $k \frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,029	0,896	0,180	0,005	33,5	6,030	0,168
0,1	0,083	1,268	0,256	0,021	41,3	10,573	0,867
0,15	0,153	1,559	0,313	0,048	46,5	14,555	2,232
0,2	0,235	1,804	0,361	0,085	49,9	18,014	4,242
0,268	0,365	2,094	0,418	0,152	53,6	22,405	8,147
0,368	0,565	2,295	0,496	0,280	58,1	28,818	16,268
0,468	0,765	2,496	0,553	0,421	60,7	33,567	25,555
0,568	0,955	2,702	0,595	0,568	62,3	37,069	35,386
0,668	1,143	2,917	0,626	0,716	63,5	39,751	45,466
0,768	1,322	3,142	0,649	0,858	64,3	41,731	55,169
0,818	1,404	3,260	0,656	0,921	64,5	42,812	59,405
0,868	1,485	3,382	0,663	0,984	64,8	42,962	63,763
0,918	1,565	3,510	0,668	1,045	65,0	43,420	67,925
0,968	1,640	3,646	0,671	1,100	65,0	43,615	71,500
1,018	1,709	3,791	0,671	1,147	65,0	43,615	74,555
1,068	1,772	3,947	0,670	1,187	65,0	43,550	77,155
1,118	1,829	4,126	0,666	1,218	64,8	43,157	78,926
1,168	1,877	4,381	0,658	1,285	64,7	42,573	79,969
1,218	1,915	4,599	0,645	1,235	64,2	41,409	79,969
1,268	1,936	5,236	0,608	1,177	62,9	38,243	74,038

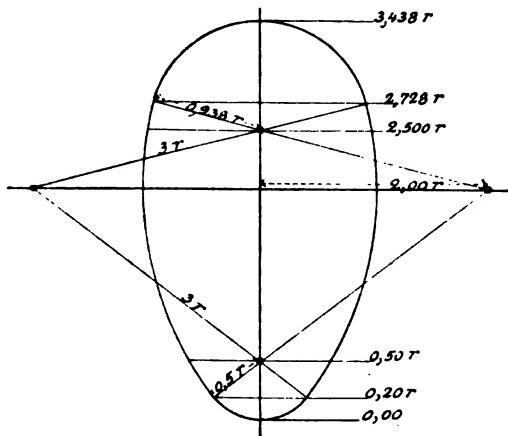


Tabelle XIV:

Ueberhöhtes Eiprofil mit dem Achsenverhältnis 3,44 : 2.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{r}{\sqrt{\delta}} \right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}} \right) =$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,015	0,451	0,181	0,003	38,5	6,046	0,101
0,1	0,041	0,644	0,252	0,010	41,2	10,382	0,412
0,15	0,074	0,796	0,305	0,023	46,1	14,061	1,060
0,2	0,111	0,928	0,346	0,039	49,0	16,954	1,911
0,25	0,152	1,058	0,379	0,058	51,3	19,443	2,975
0,3	0,196	1,184	0,406	0,079	52,8	21,437	4,171
0,35	0,244	1,308	0,432	0,105	54,3	23,458	5,702
0,4	0,296	1,430	0,455	0,135	56,8	25,389	7,533
0,45	0,352	1,550	0,477	0,168	56,9	27,141	9,559
0,5	0,412	1,668	0,497	0,205	58,1	28,876	11,911
0,6	0,584	1,892	0,531	0,284	59,7	31,701	16,955
0,7	0,669	2,112	0,568	0,377	61,1	34,400	28,085
0,8	0,814	2,329	0,591	0,481	62,1	36,701	29,870
0,9	0,969	2,543	0,617	0,598	63,1	38,933	37,734
1,0	1,382	2,754	0,641	0,726	64,0	41,024	46,464
1,1	1,302	2,968	0,668	0,863	64,8	42,962	55,922
1,2	1,478	3,170	0,688	1,009	65,5	44,737	66,090
1,3	1,659	3,376	0,701	1,163	66,0	46,266	76,758
1,4	1,845	3,580	0,718	1,325	66,7	47,891	88,378
1,5	2,036	3,783	0,734	1,494	67,2	49,325	100,40
1,6	2,230	3,985	0,748	1,668	67,5	50,490	112,58
1,7	2,426	4,186	0,761	1,847	67,8	51,596	125,23
1,8	2,624	4,387	0,773	2,029	68,3	52,796	138,58
1,9	2,823	4,588	0,786	2,226	68,7	53,998	152,93
2,0	3,023	4,788	0,795	2,402	68,9	54,776	165,50
2,1	3,223	4,989	0,804	2,590	69,1	55,556	178,97
2,2	3,420	5,189	0,812	2,777	69,2	56,190	192,17
2,3	3,617	5,390	0,819	2,963	69,4	56,839	205,63
2,4	3,812	5,591	0,826	3,148	69,5	57,407	218,79
2,5	4,005	5,793	0,832	3,330	69,6	57,907	231,77
2,6	4,196	5,995	0,837	3,510	69,7	58,339	244,65
2,7	4,382	6,198	0,841	3,687	69,8	58,702	257,35
2,8	4,564	6,403	0,845	3,855	69,9	59,066	269,46
2,9	4,739	6,613	0,847	4,012	69,9	59,205	280,44
3,0	4,904	6,842	0,847	4,152	69,9	59,205	290,22
3,1	5,052	7,082	0,845	4,267	69,9	59,066	298,26
3,2	5,191	7,368	0,839	4,357	69,8	58,562	304,12
3,3	5,303	7,704	0,830	4,400	69,6	57,768	306,24
3,4	5,381	8,199	0,810	4,359	69,2	56,052	301,64
3,44	5,394	8,784	0,786	4,239	68,7	53,998	291,22

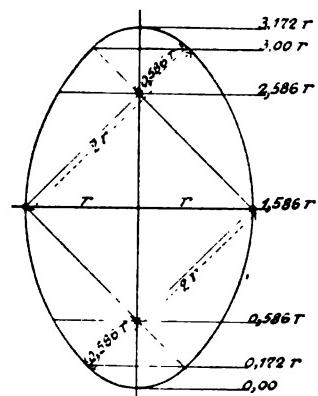


Tabelle XV:
Stehendes Oval mit dem Achsenverhältnis 3,17 : 2.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{v}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,016	0,488	0,181	0,003	38,5	6,046	0,101
0,1	0,045	0,695	0,253	0,011	41,3	10,449	0,453
0,15	0,081	0,857	0,306	0,025	46,1	14,107	1,153
0,2	0,122	1,000	0,349	0,043	49,3	17,206	2,120
0,3	0,220	1,268	0,417	0,092	53,3	22,226	4,904
0,4	0,384	1,523	0,468	0,156	56,6	26,489	8,830
0,5	0,463	1,766	0,512	0,287	58,7	30,054	18,912
0,6	0,605	2,000	0,550	0,383	60,5	33,275	20,147
0,7	0,758	2,226	0,584	0,442	61,9	36,149	27,360
0,8	0,922	2,447	0,615	0,567	63,1	38,807	35,778
0,9	1,093	2,661	0,641	0,701	64,0	41,024	44,864
1,0	1,272	2,873	0,665	0,846	64,8	43,092	54,821
1,1	1,458	3,080	0,688	1,003	65,7	45,203	65,897
1,2	1,648	3,285	0,708	1,167	66,3	46,940	77,372
1,3	1,842	3,489	0,727	1,338	66,8	48,563	89,378
1,4	2,039	3,690	0,743	1,500	67,4	50,078	101,10
1,5	2,238	3,890	0,758	1,697	67,8	51,392	115,06
1,586	2,410	4,062	0,769	1,854	68,2	52,446	126,44
1,672	2,582	4,234	0,780	2,014	68,5	53,490	137,96
1,772	2,781	4,434	0,792	2,202	68,8	54,490	150,50
1,872	2,978	4,635	0,802	2,387	69,0	55,938	164,70
1,972	3,172	4,839	0,810	2,568	69,2	56,052	177,70
2,072	3,362	5,044	0,816	2,745	69,3	56,549	190,28
2,172	3,547	5,251	0,822	2,915	69,4	57,047	202,90
2,272	3,726	5,463	0,826	3,077	69,5	57,407	213,85
2,372	3,898	5,677	0,829	3,230	69,6	57,698	224,81
2,472	4,061	5,898	0,830	3,370	69,6	57,768	234,55
2,572	4,215	6,124	0,830	3,497	69,6	57,768	243,89
2,672	4,357	6,358	0,828	3,607	69,6	57,629	251,05
2,772	4,486	6,601	0,824	3,698	69,5	57,268	257,01
2,872	4,600	6,856	0,819	3,768	69,4	56,899	261,50
2,972	4,697	7,124	0,812	3,814	69,2	56,190	268,98
3,022	4,739	7,267	0,808	3,827	69,2	55,914	264,88
3,072	4,775	7,429	0,802	3,828	69,0	55,838	264,18
3,122	4,804	7,636	0,793	3,810	68,9	54,638	262,50
3,172	4,820	8,124	0,770	3,718	68,2	52,514	258,23

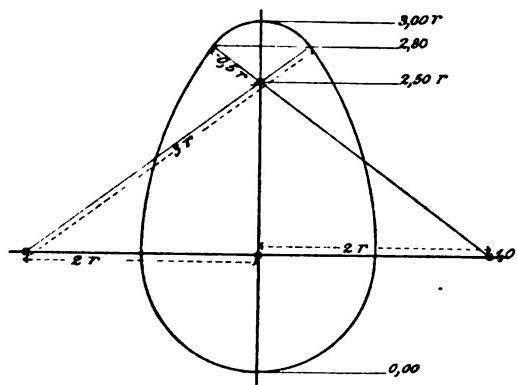


Tabelle XVI:

Eiprofil mit dem Achsenverhältnis 3 : 2
in umgekehrter Lage.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \sqrt{\frac{r^2}{r}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \sqrt{\frac{r^2}{r}}$	6. k	7. $\left(\frac{v}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \sqrt{\frac{r}{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \sqrt{\frac{r}{r} \sqrt{\delta}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,021	0,637	0,183	0,004	38,5	6,131	0,184
0,1	0,059	0,905	0,256	0,015	41,3	10,573	0,620
0,15	0,107	1,110	0,311	0,033	46,3	14,399	1,528
0,2	0,164	1,289	0,357	0,059	49,6	17,707	2,926
0,25	0,227	1,445	0,396	0,090	52,2	20,671	4,698
0,3	0,296	1,590	0,432	0,128	54,3	23,458	6,950
0,35	0,371	1,726	0,464	0,172	56,8	26,123	9,684
0,4	0,451	1,854	0,498	0,222	58,1	28,643	12,898
0,45	0,532	1,976	0,519	0,276	59,2	30,725	16,889
0,5	0,614	2,094	0,542	0,338	60,1	32,574	20,013
0,6	0,793	2,319	0,585	0,464	61,9	36,212	28,722
0,7	0,981	2,534	0,615	0,589	63,1	38,807	37,166
0,8	1,174	2,740	0,655	0,769	64,5	42,248	49,600
0,9	1,371	2,941	0,688	0,936	65,5	44,737	61,308
1,0	1,571	3,142	0,707	1,111	66,2	46,803	73,548
1,1	1,771	3,343	0,728	1,289	67,0	48,776	86,863
1,2	1,970	3,543	0,746	1,469	67,4	50,280	99,011
1,3	2,168	3,744	0,761	1,650	67,8	51,596	111,87
1,4	2,364	3,945	0,774	1,830	68,3	52,864	124,99
1,5	2,558	4,147	0,785	2,009	68,7	53,930	138,01
1,6	2,749	4,350	0,795	2,185	68,9	54,776	150,55
1,7	2,935	4,554	0,803	2,356	69,1	55,487	162,80
1,8	3,116	4,760	0,809	2,521	69,2	55,988	174,45
1,9	3,292	4,967	0,814	2,680	69,3	56,410	185,72
2,0	3,462	5,176	0,818	2,831	69,4	56,769	196,47
2,1	3,625	5,387	0,820	2,974	69,4	56,908	206,40
2,2	3,780	5,601	0,822	3,105	69,4	57,047	215,49
2,3	3,925	5,818	0,821	3,224	69,4	56,977	223,75
2,4	4,060	6,038	0,820	3,314	69,4	56,908	230,00
2,5	4,182	6,262	0,817	3,418	69,3	56,618	234,87
2,55	4,242	6,380	0,815	3,459	69,3	56,480	239,31
2,6	4,298	6,500	0,813	3,495	69,3	56,341	242,20
2,65	4,350	6,622	0,811	3,526	69,2	56,121	244,00
2,7	4,398	6,746	0,807	3,551	69,1	55,764	245,37
2,75	4,442	6,872	0,804	3,571	69,1	55,556	246,76
2,8	4,483	7,002	0,800	3,587	69,0	55,200	247,50
2,85	4,520	7,134	0,796	3,598	68,9	54,844	247,90
2,9	4,553	7,286	0,791	3,599	68,8	54,421	247,61
2,95	4,579	7,479	0,782	3,582	68,5	53,567	245,37
3,0	4,594	7,930	0,761	3,497	67,8	51,596	237,10

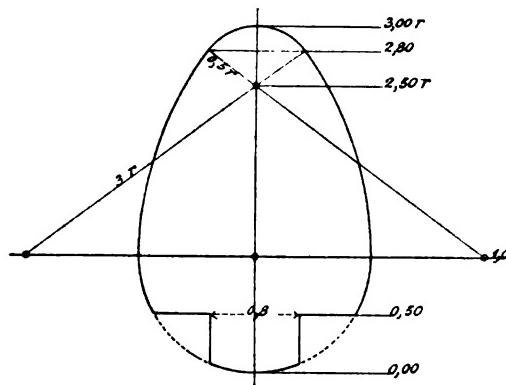


Tabelle XVII:
Eiprofil mit dem Achsenverhältnis 3 : 2
in umgekehrter Lage und mit Sohlenrinne.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{r}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,015	0,451	0,181	0,003	33,5	6,046	0,101
0,1	0,041	0,644	0,252	0,010	41,2	10,382	0,412
0,15	0,074	0,796	0,305	0,023	46,1	14,061	1,060
0,2	0,111	0,928	0,346	0,039	49,0	16,954	1,911
0,3	0,191	1,128	0,412	0,079	53,1	21,877	4,195
0,4	0,271	1,328	0,452	0,122	55,7	25,176	6,795
0,5	0,351	1,528	0,479	0,168	57,2	27,399	9,610
0,6	0,530	2,685	0,444	0,236	55,4	24,598	13,074
0,7	0,718	2,900	0,498	0,357	58,3	29,038	20,813
0,8	0,911	3,106	0,542	0,493	60,1	32,574	29,629
0,9	1,108	3,807	0,579	0,641	61,7	35,724	39,550
1,0	1,308	3,508	0,611	0,799	62,9	38,432	50,257
1,1	1,508	3,708	0,638	0,962	64,0	40,832	61,568
1,2	1,707	3,909	0,661	1,128	64,7	42,767	72,982
1,3	1,905	4,110	0,681	1,297	65,3	44,469	84,694
1,4	2,101	4,311	0,698	1,467	66,0	46,068	96,822
1,5	2,295	4,513	0,713	1,637	66,5	47,415	108,86
1,6	2,486	4,716	0,726	1,805	66,8	48,497	120,57
1,7	2,672	4,920	0,738	1,971	67,3	49,667	132,65
1,8	2,853	5,126	0,746	2,128	67,5	50,355	143,64
1,9	3,029	5,333	0,754	2,283	67,7	51,046	154,57
2,0	3,199	5,542	0,760	2,430	67,8	51,528	164,75
2,1	3,362	5,753	0,765	2,570	68,0	52,020	174,76
2,2	3,517	5,967	0,768	2,700	68,2	52,378	184,14
2,3	3,662	6,184	0,770	2,818	68,2	52,514	192,19
2,4	3,797	6,404	0,770	2,924	68,2	52,514	199,42
2,5	3,919	6,628	0,769	3,014	68,2	52,446	205,55
2,55	3,979	6,746	0,768	3,056	68,2	52,378	208,42
2,6	4,035	6,866	0,766	3,093	68,0	52,088	210,32
2,65	4,087	6,988	0,765	3,126	68,0	52,020	212,57
2,7	4,135	7,112	0,763	3,153	68,0	51,884	214,40
2,75	4,179	7,238	0,760	3,175	67,8	51,528	215,27
2,8	4,220	7,368	0,757	3,194	67,7	51,249	216,23
2,85	4,257	7,500	0,753	3,207	67,7	50,978	217,11
2,9	4,290	7,652	0,749	3,212	67,5	50,558	216,81
2,95	4,316	7,845	0,742	3,201	67,3	49,937	215,42
3,0	4,331	8,296	0,706	3,129	66,2	46,737	207,14

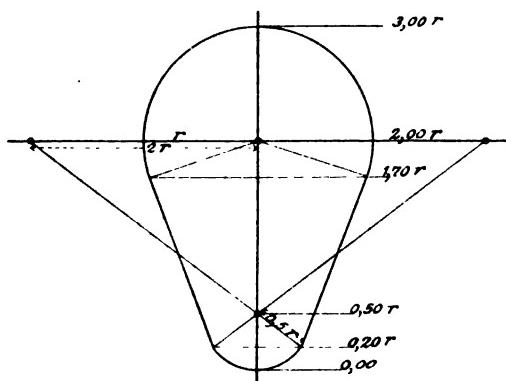


Tabelle XVIII:
Eiprofil mit geraden Seiten und dem
Achsenverhältnis 3 : 2.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{x}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{v}{\sqrt{\delta}} \right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}} \right) =$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,015	0,451	0,181	0,008	33,5	6,046	0,101
0,1	0,041	0,644	0,252	0,010	41,2	10,382	0,412
0,15	0,074	0,796	0,305	0,023	46,1	14,061	1,060
0,2	0,111	0,928	0,346	0,039	49,0	16,954	1,911
0,3	0,195	1,141	0,413	0,081	58,8	22,018	4,317
0,4	0,286	1,354	0,460	0,135	56,0	25,760	7,560
0,5	0,384	1,568	0,495	0,190	58,1	28,760	11,039
0,6	0,490	1,781	0,525	0,257	59,5	31,288	15,292
0,7	0,603	1,994	0,550	0,332	60,5	38,275	20,086
0,8	0,724	2,207	0,573	0,415	61,5	35,240	25,522
0,9	0,852	2,420	0,598	0,506	62,3	36,944	31,524
1,0	0,987	2,634	0,612	0,604	62,9	38,495	37,992
1,1	1,130	2,847	0,630	0,712	63,7	40,131	45,354
1,2	1,280	3,060	0,647	0,828	64,2	41,537	53,158
1,3	1,438	3,273	0,663	0,953	64,8	42,962	61,754
1,4	1,608	3,486	0,678	1,087	65,3	44,273	70,981
1,5	1,775	3,700	0,693	1,229	65,8	45,599	80,868
1,6	1,955	3,913	0,707	1,382	66,2	46,803	91,488
1,7	2,142	4,126	0,721	1,543	66,7	48,090	102,92
1,8	2,335	4,332	0,734	1,714	67,2	49,325	115,18
1,9	2,532	4,533	0,747	1,892	67,4	50,348	127,52
2,0	2,732	4,734	0,760	2,075	67,8	51,528	140,69
2,1	2,932	4,935	0,771	2,270	68,2	52,582	154,81
2,2	3,129	5,136	0,781	2,442	68,5	53,498	167,28
2,3	3,328	5,342	0,789	2,621	68,8	54,283	180,32
2,4	3,510	5,557	0,795	2,789	68,9	54,776	192,16
2,5	3,699	5,782	0,799	2,947	69,0	55,131	203,34
2,55	3,771	5,900	0,800	3,015	69,0	55,200	208,04
2,6	3,852	6,022	0,800	3,081	69,0	55,200	212,59
2,65	3,932	6,150	0,800	3,144	69,0	55,200	216,94
2,7	4,007	6,286	0,799	3,199	69,0	55,131	220,73
2,75	4,076	6,431	0,796	3,245	68,9	54,844	223,58
2,8	4,139	6,587	0,798	3,281	68,9	54,638	226,06
2,85	4,196	6,766	0,788	3,304	68,8	54,214	227,82
2,9	4,244	6,971	0,780	3,311	68,5	53,430	226,80
2,95	4,282	7,239	0,769	3,293	68,2	52,446	224,58
3,0	4,303	7,876	0,739	3,181	67,8	49,735	214,12

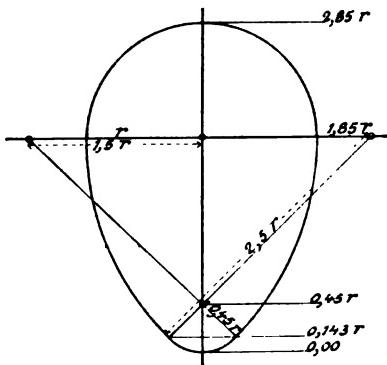


Tabelle XIX:

Eiprofil mit dem Achsenverhältnis 2,85 : 2.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \sqrt{\frac{r^2}{r}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \cdot \sqrt{\frac{E}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{v}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,014	0,428	0,180	0,003	33,5	6,030	0,100
0,1	0,039	0,611	0,251	0,010	41,2	10,342	0,410
0,15	0,070	0,757	0,303	0,022	46,1	13,968	1,014
0,2	0,102	0,894	0,388	0,035	48,8	16,494	1,708
0,25	0,140	1,024	0,370	0,052	50,4	18,648	2,621
0,35	0,228	1,278	0,422	0,096	53,6	22,619	5,146
0,45	0,381	1,525	0,466	0,154	56,3	26,236	8,670
0,55	0,448	1,763	0,504	0,226	58,5	29,484	12,905
0,65	0,576	1,995	0,537	0,310	59,9	32,166	18,569
0,75	0,716	2,220	0,568	0,407	61,3	34,818	24,950
0,85	0,866	2,438	0,596	0,516	62,8	37,131	32,147
0,95	1,024	2,653	0,618	0,630	63,2	39,057	39,816
1,05	1,180	2,866	0,642	0,757	64,0	41,088	48,448
1,15	1,353	3,075	0,663	0,898	64,8	42,962	58,190
1,25	1,531	3,282	0,683	1,046	65,5	44,737	68,513
1,35	1,715	3,488	0,701	1,203	66,0	46,266	79,398
1,45	1,902	3,692	0,718	1,365	66,7	47,891	91,046
1,55	2,093	3,893	0,733	1,535	67,2	49,258	103,15
1,65	2,286	4,094	0,747	1,708	67,4	50,348	115,12
1,75	2,481	4,298	0,760	1,886	67,8	51,528	127,87
1,85	2,677	4,493	0,772	2,066	68,2	52,650	140,90
1,95	2,877	4,694	0,783	2,252	68,7	53,792	154,71
2,05	3,074	4,895	0,793	2,436	68,9	54,638	167,84
2,15	3,267	5,101	0,800	2,615	69,0	55,200	180,44
2,25	3,455	5,316	0,806	2,785	69,1	55,695	192,44
2,35	3,634	5,541	0,810	2,943	69,2	56,052	203,66
2,4	3,716	5,659	0,810	3,048	69,2	56,052	210,92
2,45	3,797	5,781	0,810	3,097	69,2	56,052	214,31
2,5	3,877	5,909	0,810	3,140	69,2	56,052	217,29
2,55	3,952	6,045	0,809	3,195	69,2	55,983	221,09
2,6	4,021	6,190	0,806	3,241	69,1	55,695	223,95
2,65	4,084	6,346	0,802	3,276	69,0	55,338	226,04
2,7	4,141	6,525	0,797	3,290	68,9	54,913	226,68
2,75	4,189	6,730	0,789	3,305	68,8	54,283	227,88
2,8	4,227	6,998	0,777	3,285	68,8	53,069	224,87
2,85	4,248	7,635	0,746	3,169	67,4	50,280	218,59

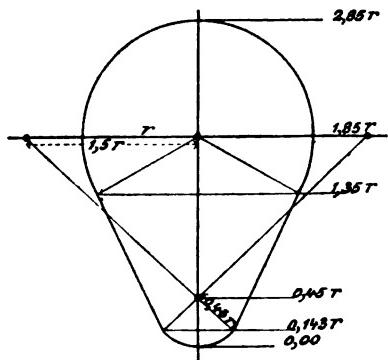


Tabelle XX:

Eiprofil mit geraden Seiten und dem Achsenverhältnis 2,85 : 2.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}} / \sqrt{r}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}} / \sqrt{r}$	6. k	7. $(\frac{v}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \sqrt{\frac{F}{u}} / \sqrt{r} \sqrt{\delta}$	8. $(\frac{q}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}} / \sqrt{r} \sqrt{\delta}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,014	0,428	0,180	0,008	33,5	6,030	0,100
0,1	0,089	0,611	0,251	0,010	41,2	10,342	0,410
0,15	0,070	0,757	0,305	0,025	46,1	14,061	1,158
0,2	0,105	0,884	0,345	0,036	49,0	16,905	1,764
0,25	0,146	1,004	0,381	0,056	51,3	19,545	2,873
0,35	0,229	1,223	0,433	0,099	54,7	23,685	5,415
0,45	0,321	1,442	0,472	0,152	56,6	26,715	8,603
0,55	0,421	1,661	0,503	0,212	58,5	29,425	12,402
0,65	0,530	1,880	0,531	0,281	59,7	31,700	16,776
0,75	0,647	2,099	0,555	0,359	60,7	33,689	21,791
0,85	0,778	2,318	0,571	0,441	61,3	35,002	27,083
0,95	0,908	2,537	0,598	0,543	62,5	37,375	38,988
1,05	1,051	2,756	0,618	0,649	63,3	39,119	41,082
1,15	1,203	2,975	0,635	0,765	63,8	40,513	48,807
1,25	1,363	3,194	0,653	0,890	64,5	42,119	57,405
1,35	1,532	3,413	0,670	1,026	65,0	43,550	66,690
1,45	1,711	3,638	0,686	1,173	65,5	44,983	76,882
1,55	1,899	3,853	0,702	1,333	66,0	46,382	87,978
1,65	2,092	4,059	0,718	1,502	66,7	47,891	100,18
1,75	2,289	4,260	0,733	1,678	67,2	49,258	112,76
1,85	2,489	4,461	0,747	1,860	67,4	50,848	125,36
1,95	2,689	4,662	0,760	2,042	67,8	51,528	138,45
2,05	2,886	4,863	0,770	2,223	68,2	52,514	151,61
2,15	3,079	5,069	0,779	2,400	68,5	53,362	164,40
2,25	3,267	5,284	0,786	2,569	68,7	53,998	176,49
2,35	3,446	5,509	0,791	2,725	68,8	54,421	187,48
2,4	3,528	5,627	0,792	2,794	68,8	54,490	192,28
2,45	3,609	5,749	0,792	2,860	68,8	54,490	196,77
2,5	3,689	5,877	0,792	2,923	68,8	54,490	201,10
2,55	3,764	6,013	0,791	2,978	68,8	54,421	204,89
2,6	3,833	6,158	0,789	3,024	68,8	54,283	208,05
2,65	3,896	6,314	0,785	3,069	68,7	53,980	210,84
2,7	3,953	6,498	0,780	3,084	68,5	53,430	211,25
2,75	4,001	6,698	0,773	3,092	68,3	52,796	211,18
2,8	4,039	6,966	0,762	3,075	67,8	51,664	208,49
2,85	4,060	7,603	0,731	2,967	67,0	48,977	198,79

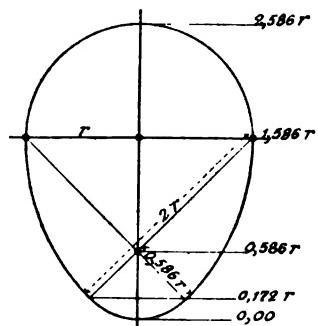


Tabelle XXI:
Eiprofil mit dem Achsenverhältnis 2,59 : 2.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{\frac{r^2}{r^2}}} =$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}} =$	6. k	7. $(\frac{\sigma}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}} =$	8. $(\frac{q}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}} =$
0,05	0,016	0,488	0,181	0,008	33,5	6,046	0,101
0,1	0,045	0,695	0,253	0,011	41,3	10,449	0,453
0,15	0,081	0,857	0,306	0,026	46,1	14,107	1,153
0,2	0,122	1,000	0,349	0,048	49,3	17,206	2,120
0,3	0,220	1,268	0,417	0,092	53,3	22,226	4,904
0,4	0,384	1,528	0,468	0,156	56,6	26,489	8,830
0,5	0,463	1,766	0,512	0,237	58,7	30,054	13,912
0,6	0,605	2,000	0,550	0,338	60,5	33,275	20,147
0,7	0,758	2,226	0,584	0,442	61,9	36,149	27,360
0,8	0,922	2,447	0,615	0,567	63,1	38,807	35,778
0,9	1,093	2,661	0,641	0,701	64,0	41,024	44,864
1,0	1,272	2,873	0,665	0,846	64,8	43,092	54,821
1,1	1,458	3,080	0,688	1,008	65,7	45,208	65,897
1,2	1,648	3,285	0,708	1,167	66,8	46,940	77,372
1,3	1,842	3,489	0,727	1,388	66,8	48,563	89,378
1,4	2,039	3,690	0,743	1,500	67,4	50,078	101,100
1,5	2,238	3,890	0,758	1,697	67,8	51,392	115,06
1,586	2,410	4,062	0,769	1,854	68,2	52,446	126,44
1,686	2,610	4,263	0,783	2,042	68,7	53,792	140,29
1,786	2,807	4,464	0,793	2,224	68,9	54,634	153,23
1,886	3,000	4,670	0,802	2,405	69,0	55,338	165,95
1,986	3,181	4,885	0,808	2,575	69,2	56,914	178,19
2,086	3,367	5,110	0,812	2,733	69,2	58,190	189,12
2,186	3,449	5,228	0,812	2,801	69,2	58,190	193,83
2,186	3,590	5,350	0,812	2,867	69,2	56,190	198,40
2,286	3,610	5,478	0,812	2,931	69,2	56,190	202,88
2,286	3,685	5,614	0,810	2,986	69,2	56,052	206,63
2,386	3,754	5,759	0,807	3,031	69,1	55,764	209,44
2,386	3,817	5,915	0,803	3,066	69,1	55,487	211,86
2,486	3,874	6,094	0,797	3,089	68,9	54,918	212,88
2,486	3,922	6,299	0,789	3,095	68,8	54,288	212,94
2,586	3,960	6,567	0,777	3,075	68,3	53,069	210,02
2,586	3,981	7,204	0,743	2,959	67,4	50,078	199,44

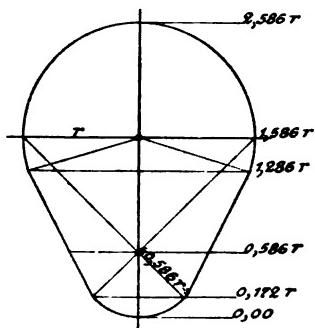


Tabelle XXII:

Eiprofil mit geraden Seiten und dem Achsenverhältnis 2,59 : 2.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \sqrt{\frac{r^2}{r}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}} \cdot \sqrt{\frac{r^2}{r}}$	6. k	7. $(\frac{v}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $(\frac{q}{\sqrt{\delta}}) =$ $k \frac{F}{r^2} \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,016	0,488	0,181	0,008	88,5	6,046	0,101
0,1	0,045	0,695	0,253	0,011	41,3	10,449	0,453
0,15	0,081	0,867	0,306	0,025	46,1	14,107	1,153
0,2	0,122	0,921	0,364	0,044	50,2	18,273	2,209
0,3	0,211	1,143	0,435	0,094	54,7	23,795	5,142
0,4	0,311	1,365	0,477	0,148	56,9	27,141	8,421
0,5	0,421	1,587	0,512	0,216	58,7	30,054	14,547
0,6	0,541	1,809	0,547	0,296	60,3	32,984	17,849
0,7	0,670	2,081	0,574	0,385	61,5	35,301	28,678
0,8	0,809	2,268	0,599	0,485	62,5	37,438	30,813
0,9	0,957	2,475	0,622	0,595	63,3	39,373	37,664
1,0	1,116	2,697	0,648	0,718	64,2	41,281	46,096
1,1	1,284	2,919	0,663	0,852	64,8	42,962	55,210
1,2	1,461	3,142	0,682	0,996	65,3	44,535	65,039
1,286	1,622	3,383	0,698	1,132	66,0	46,068	74,712
1,386	1,815	3,589	0,716	1,300	66,5	47,614	86,450
1,486	2,012	3,740	0,734	1,476	67,2	49,325	99,187
1,586	2,212	3,941	0,749	1,657	67,5	50,558	111,85
1,686	2,412	4,142	0,768	1,841	68,0	51,884	125,19
1,786	2,609	4,343	0,775	2,022	68,3	52,933	138,10
1,886	2,802	4,549	0,785	2,199	68,7	53,930	151,07
1,986	2,990	4,764	0,792	2,869	68,8	54,490	162,99
2,086	3,169	4,989	0,797	2,526	68,9	54,913	174,04
2,186	3,251	5,107	0,798	2,594	69,0	55,062	178,99
2,186	3,382	5,229	0,798	2,660	69,0	55,062	183,54
2,286	3,412	5,357	0,798	2,723	69,0	55,062	187,89
2,286	3,487	5,493	0,797	2,778	68,9	54,913	191,40
2,386	3,556	5,638	0,794	2,824	68,9	54,707	194,57
2,386	3,619	5,794	0,790	2,860	68,8	54,352	196,77
2,486	3,676	5,978	0,785	2,884	68,7	53,930	198,18
2,486	3,724	6,178	0,776	2,891	68,3	53,000	197,46
2,586	3,762	6,446	0,764	2,874	68,0	51,952	195,43
2,586	3,783	7,083	0,781	2,765	67,0	48,977	185,26

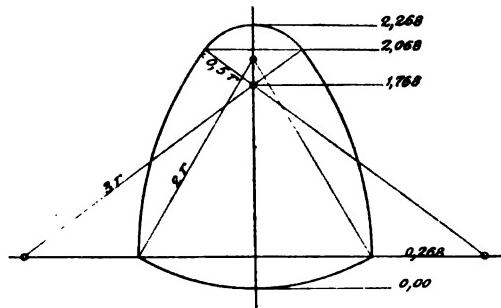


Tabelle XXIII:

Eiprofil in umgekehrter Lage und mit
flachem Boden; Achsenverhältnis der
Seiten 3 : 2.

1. Füllungs- höhe $= \frac{h}{r}$	2. $x = \frac{F}{r^2}$	3. $y = \frac{u}{r}$	4. $\sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\sqrt{\frac{F}{u}}$	5. $x \sqrt{\frac{x}{y}} =$ $\frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$	6. k	7. $\left(\frac{c}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{\sqrt{\frac{F}{u}}}{\sqrt{r} \sqrt{\delta}}$	8. $\left(\frac{q}{\sqrt{\delta}}\right) =$ $k \frac{F}{r^2} \sqrt{\frac{F}{u}}$
m	qm	m				m	cbm
0,05	0,029	0,896	0,180	0,005	33,5	6,080	0,168
0,1	0,083	1,268	0,256	0,021	41,3	10,573	0,867
0,15	0,153	1,559	0,313	0,048	46,5	14,555	2,232
0,2	0,235	1,804	0,361	0,085	49,9	18,014	4,242
0,268	0,365	2,094	0,418	0,152	53,6	22,405	8,147
0,368	0,565	2,294	0,496	0,280	58,1	28,818	16,268
0,468	0,764	2,495	0,553	0,423	60,7	33,567	25,676
0,568	0,962	2,696	0,597	0,575	62,3	37,113	35,823
0,668	1,158	2,897	0,632	0,732	63,7	40,258	46,628
0,768	1,352	3,099	0,661	0,893	64,7	42,767	57,777
0,868	1,543	3,302	0,684	1,055	65,5	44,802	69,108
0,968	1,729	3,506	0,702	1,214	66,0	46,332	80,124
1,068	1,910	3,712	0,717	1,369	66,5	47,680	91,038
1,168	2,086	3,919	0,730	1,522	67,0	48,910	101,97
1,268	2,256	4,128	0,739	1,668	67,3	49,735	112,26
1,368	2,419	4,339	0,747	1,806	67,4	50,347	121,72
1,468	2,574	4,553	0,752	1,935	67,5	50,760	130,61
1,568	2,719	4,770	0,755	2,058	67,7	51,013	138,99
1,668	2,854	4,990	0,756	2,158	67,7	51,181	146,10
1,768	2,976	5,214	0,756	2,248	67,7	51,181	152,19
1,868	3,086	5,332	0,755	2,291	67,7	51,013	155,10
1,968	3,092	5,452	0,753	2,329	67,7	50,978	157,67
1,918	3,144	5,574	0,751	2,361	67,5	50,692	159,37
1,968	3,192	5,698	0,749	2,389	67,5	50,558	161,26
2,018	3,236	5,824	0,746	2,412	67,4	50,280	162,57
2,068	3,277	5,954	0,742	2,431	67,3	49,937	163,60
2,118	3,314	6,086	0,738	2,446	67,3	49,667	164,62
2,168	3,347	6,238	0,733	2,452	67,2	49,258	164,77
2,218	3,373	6,431	0,724	2,444	66,8	48,363	163,26
2,268	3,388	6,882	0,702	2,377	66,0	46,332	156,88

Man kann die Tabellen z. B. auch benutzen, um folgende zwei Fragen rasch zu beantworten:

1. Welche Profile geben bei vorgeschriebenen Füllungshöhen entweder gleiche Geschwindigkeiten v oder gleiche Abflussmengen Q , und sind daher im vorliegenden Sinne als gleichwertig anzusehen? Eventuell wie groß sind die Unterschiede bei den verschiedenen Profilen?

2. Welches sind die Füllungshöhen, die in verschiedenen Profilen entstehen, bei entweder gleicher Geschwindigkeit v , oder gleicher Abflussmenge Q ?

Zu diesen beiden Fragen findet man aus den Tabellen folgende Zahlenreihen:

a) zu den Abflussmengen für die Füllungshöhen bzw. 0,8 und 1,2 (r), welche im Kreisprofil von 1 m Weite transportiert werden, wenn das Gefälle $1/625$ beträgt und 0,351 bzw. 0,699 cbm Wasser sekundlich abfließen,

b) zu den Füllungshöhen, wenn Gefälle und Abflussmengen dieselben wie vorher sind:

sei es, daß dieselben direkt zu entnehmen, sei es, daß sie durch einfache Rechnungen zu ermitteln sind:

Profil Nr.	I	II	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	XVII	XVIII	XIX	XX	XXI	XXII	XXIII
a) Abflussmengen (l).																					
0,8 r	351	209	250	304	489	387	253	181	439	387	396	209	250	347	207	179	200	171	250	212	430
1,2 r	699	462	592	610	771	705	—	395	791	654	560	463	542	693	511	372	443	372	542	455	737
b) Füllungshöhen ($< r$).																					
0,80	1,03	1,02	0,83	0,79	0,76	—	1,24	0,89	0,75	0,71	1,13	1,05	0,80	0,99	1,15	1,16	1,16	0,95	1,04	0,69	
1,20	1,48	1,48	1,24	1,12	1,17	—	—	1,10	—	—	1,48	1,37	1,20	1,43	1,63	1,49	1,63	1,37	1,32	1,13	

Aehnlich einfach lassen sich die folgenden Aufgaben:

3. Bestimmung derjenigen Füllungshöhen, die in einem gegebenen Profil bei gegebenem Gefälle erreicht werden müssen, um entweder eine bestimmte Geschwindigkeit v , oder eine bestimmte Abflussmenge Q zu erzielen, und:

4. Bestimmung derjenigen Gefälle, die bei gegebenen Füllungshöhen und einem gegebenen Profil vorhanden sein müssen, um entweder eine bestimmte Geschwindigkeit v oder eine bestimmte Abflussmenge Q zu erreichen, und andere Aufgaben mit Hilfe der Tabellen lösen.

Die Gebrauchsfähigkeit der Tabellen geht aber noch weiter. Wenn man nämlich die zu den Nr. I, II und V—XXIII berechneten Profiltypen in zwei Gruppen einordnet, welche nach dem Verhältnis der Höhe zur Weite des Profils unterschieden sind, so erhält man:

als Gruppe a: 10 Profiltypen (I, II und V—XIII), für welche die Höhe $h \leq 2r$ und „ „ b: 11 „ „ (XIV—XXIII), für welche die Höhe $h > 2r$ ist,

(worin $2r$ die größte vorkommende Weite des Profils darstellt).

Die Unterscheidung führt zur Feststellung bestimmter Eigenschaften der Profile und gestattet Vergleiche mit Bezug auch auf den „wirtschaftlichen Wert“ derselben.

Gemeinsam ist allen berechneten Profilen die Eigenschaft, daß dieselben für geringe Füllungshöhen sehr kleine Geschwindigkeiten ergeben und entsprechend sehr geringe Abflussmengen liefern. Fälschlich wird aber oft angenommen, daß in Bezug auf die Geschwindigkeit bei kleiner Wasserführung die überhöhten

Profile den gedrückten überlegen seien. Daß dies ein Irrtum ist, ergibt sich, wenn man bei den beiden Gruppen der Profiltypen beispielsweise für die kleinsten Wasserstände: $0,1 r$, $0,2 r$ und $0,3 r$ (für das bestimmte $r = 0,5 \text{ m}$ und das bestimmte Gefälle $1/625$) die Geschwindigkeiten berechnet. Man findet dabei:

Füllungshöhe =	$0,1 r$	$0,2 r$	$0,3 r$
für die gedrückten Profile $r =$	0,298	0,503	0,703 m
„ „ überhöhten „ „ =	0,297	0,487	0,647 m

Hiernach sind für die allerkleinsten Wasserstände beide Profilarten gleichwertig, die überhöhten nicht besser als die gedrückten, während mit steigender Füllung die gedrückten Profile immer mehr in Vorzug kommen. Wie sich diese Thatsache in den Abflußmengen äußert, lehren die beiden folgenden Zahlenreihen:

Füllungshöhe =	$0,1 r$	$0,2 r$	$0,3 r$
für die gedrückten Profile $Q =$	5,20	25,6	60,9 l
„ „ überhöhten „ „ =	3,88	16,7	36,6 l

Es bleiben also die Leistungen der überhöhten Profile bei den kleinsten Füllungen um mehr als 30 % und bei den etwas größeren um etwa 40 % gegen die Leistungen der gedrückten Profile zurück. Wenn also nicht das Mehr an Schwimmtiefe, das bei gleicher Wasserführung die überhöhten Profile besitzen, einen günstigen Einfluß auf die Fortbewegung der Sinkstoffe übt — ein Vorzug, der jedoch häufig überschätzt wird, und dem auch die Bestätigung durch genaue Beobachtungen wohl noch fehlt, so kann den überhöhten Profilen mit Bezug auf Geschwindigkeit und Wasserführung bei kleinen Füllungshöhen keinesfalls ein besonderer Wert gegenüber den gedrückten Profilen zugestanden werden.

Das umgekehrte Resultat ergiebt sich mit Bezug auf den „wirtschaftlichen Wert“ der beiden Profiltypen. Den wirtschaftlichen Wert eines Profils kann man zwar nicht scharf, aber doch angenähert als einen Quotienten darstellen, in welchem, je nachdem, entweder die Geschwindigkeit oder die Abflußmenge das Bestimmende ist. Auf letztere kommt es in der Regel am meisten an, weshalb dem auf dieselbe basierten Vergleich die größere Bedeutung beizulegen ist. Als Divisor erscheint in dem Quotienten die Länge der Profilfassung, und es ist danach der wirtschaftliche Wert eines Profiltypus ausgedrückt durch:

$$\text{a) } \frac{v_{max}}{\text{Länge der Profilfassung}}, \text{ bzw. b) } \frac{Q_{max}}{\text{Länge der Profilfassung}}.$$

Beide Quotienten zeigen für die beiden Gruppen der Profiltypen umgekehrtes Verhalten. Denn setzt man für das Kreisprofil die beiden Quotienten:

$$\frac{53,430}{2\pi} = 8,502 = 100, \text{ bzw. } \frac{158,03}{2\pi} = 100,$$

so ergeben sich folgende Vergleichszahlen bei den gedrückten Profilen:

$$\text{für } v_{max} \text{ i. M. } 94,7, \text{ mit den Grenzen } 73,1 \text{ und } 110,7, \\ \text{„ } Q_{max} \text{ „ „ } 76,0, \text{ „ „ „ } 31,8 \text{ „ } 101,6;$$

bei den überhöhten Profilen:

für v_{max} i. M. 84,7, mit den Grenzen 82,4 und 91,7,
 „ Q_{max} „ „ 117,6, „ „ „ 95,4 „ 139,7.

Im wirtschaftlichen Sinne sind daher die überhöhten Profile, wenn vorteilhafteste Füllung vorausgesetzt wird, den gedrückten bedeutend überlegen.

Die ungünstigste Stellung nimmt unter den gedrückten Profilen das unter Nr. IX und X verzeichnete ein, ein dreieckähnliches Profil mit schwacher Rundung der Sohle und der Seiten, welches für Herstellung in Betonbau in Aufnahme gekommen ist. Seine Standfestigkeit ist zwar günstig, die Materialmenge, welche es erfordert, aber außergewöhnlich groß. — Verhältnismäßig günstig stehen das reine Kreisprofil und das Kreisprofil mit Sohlenrinne (Nr. I und bezw. V) da. Mittlere Stellungen nehmen das Profil mit flacher Sohle und geraden Seiten (Nr. VII) und das Profil mit eckiger Sohle (Nr. VI) ein. Da aber letzteres Profil zur Sohlenbildung sehr große Materialmengen erfordert, ist sein wirtschaftlicher Wert geringer anzusetzen, als die obigen Quotienten denselben angeben; das Profil kann daher eine Bevorzugung gegenüber anderen Profilen nicht beanspruchen.

Was die überhöhten Profile betrifft, so zeigt sich, daß je größer die Höhe im Vergleich zur Weite ist, um so größer der Quotient Q_{max} : Länge der Profilfassung wird, und daß dieser Quotient im allgemeinen sehr hoch liegt: i. M. um mehr als 40 % höher als bei den gedrückten Profilen, wogegen sich der Quotient v_{max} : Länge der Profilfassung i. M. um 10 % ungünstiger herausstellt, als bei den gedrückten Profilen. Am günstigsten erweist sich das stark überhöhte Eiprofil mit dem Achsenverhältnis 3,44/2 (Nr. XIV), demnächst das aufrecht gestellte Oval (Nr. XV). Mittelwert zeigt das Eiprofil 3/2 und das weniger stark überhöhte 2,85/2. In-dessen herrscht unter allen dieser Gruppe zugehörenden Profiltypen große Ueber-einstimmung.

Abgesehen von den größeren Geschwindigkeiten, die für übereinstimmende Füllungshöhen in den gedrückten Profilen stattfinden, zeigt sich bei beiden Profiltypen ein Unterschied darin, daß in den gedrückten Profilen diejenige Füllungshöhe, welche den Größtwert von v ergibt, früher eintritt, als bei den überhöhten Profilen, mithin der „Leerraum“ für dieselbe der größere ist; doch handelt es sich keineswegs um große Unterschiede. Bei der Füllungshöhe, für welche Q_{max} eintritt, ist das Sachverhältnis umgekehrt, doch auch hierbei der Unterschied klein. Denn, wie die folgende Tabelle ergiebt, haben die Leerräume folgende Größen:

Genaueres über die einzelnen Profile, was die vorteilhaftesten Füllungshöhen, den Leerraum, das Mehr an Geschwindigkeit und Abflußmenge, welches die vorteilhaftesten Füllungshöhen gegenüber der ganzen Füllung ergeben, und den wirtschaftlichen Wert jedes der berechneten Profile betrifft, ist in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

Besonderheiten der Profilformen üben besonderen Einfluß auf die Geschwindigkeiten, die in verschiedenen Höhenzonen stattfinden. Größere Unterschiede in diesen Geschwindigkeiten bringen aber störende Bewegungen mit sich, welche im allgemeinen von ungünstigem Einfluß auf die Mitführung der Sinkstoffe sein müssen. Profile, die in der Nähe der Sohle große Geschwindigkeiten haben, sind in dieser Hinsicht günstiger zu beurteilen, als solche mit geringeren Geschwindigkeiten nahe der Sohle. Als wenig günstig ist hiernach das Kreisprofil zu beurteilen.

**Tabelle betreffend einige Vergleiche zwischen den Profiltypen
nach den Tabellen I, II und V—XXIII.**

Nr.	Profilformen, alle der größten Breite $= 2r$	Höhe	Verhältnis $\frac{F}{u}$	Füllungs-Höhe GröÙe bei welcher eintritt		Füllungs-Höhe GröÙe bei welcher eintritt		v_{max}	Q_{max}	ist größer als bei ganzer Füllung des Profils %	Verhältnis von v_{max} zu u bezogen auf das Kreisprofil %	
				r_{max}	%	r_{max}	%				u	v_{max}
I	Kreisprofil	$2r$	$\frac{r}{2} = 100$	82,5	88,2	92,5	96,6	14,2	7,4	8,502	25,100	$= 100$
1. Gedrückte Profile ($h \leq 2r$)												
V	Kreis mit Sohlenrinne	$2r$	99,4	80,0	84,2	95,0	97,9	15,7	10,1	110,7	101,6	
VI	Profil mit eckiger Sohle, geraden Seiten und Halbkreiswölbung	$2r$	96,3	82,5	87,9	95,0	98,1	13,1	7,2	95,3	93,9	
VII	do. mit flacher Sohle und geradem Mittelteil	$1,768r$	94,1	80,2	87,3	94,8	98,0	13,6	7,7	96,2	90,7	
VIII	do. mit abgeflachter Sohle	$1,707r$	91,4	79,5	86,1	94,1	97,8	14,3	12,6	102,1	86,9	
IX	do. do. ohne Sohlenrinne	$1,173r$	52,0	70,6	89,1	87,6	97,0	8,2	2,7	77,1	31,8	
X	do. mit flacher Sohle, Sohlenrinne und Verengung nach oben	$1,668r$	57,7	79,1	90,6	91,3	97,7	9,6	3,2	73,1	38,2	
XI	do. mit flacher Sohle und Decke, und geraden Seiten	$1,536r$	88,2	82,6	86,6	93,5	96,9	19,8	11,1	97,9	84,0	
XII	do. mit abgeflachter Sohle und abgeflachter Decke	$1,414r$	81,4	78,8	85,4	92,9	97,0	16,6	8,8	107,0	72,0	
XIII	do. mit flacher Sohle	$1,268r$	74,0	76,3	84,7	92,1	96,9	14,0	8,0	98,0	60,8	
	M. =		81,6	79,2	86,9	92,8	97,4	18,9	7,9	94,7	76,0	
2. Ueberhöhte Profile ($h < 2r$)												
XIV	Stark überhöhtes Profil	$3,44r$	123,4	84,3	87,9	95,9	98,3	9,6	5,2	79,7	139,7	
XV	Stehendes Oval . . .	$3,172r$	118,6	77,9	84,3	95,3	98,3	10,0	4,6	83,6	129,5	
II	Eiprofil 3/2	$3r$	115,9	83,3	86,6	95,0	97,6	13,6	6,2	85,1	125,9	
XVI	do. in umgekehrter Stellung	$3r$	115,9	73,3	82,3	95,0	98,4	10,6	4,6	84,6	125,0	
XVII	do. do. und mit Sohlenrinne	$3r$	104,4	76,7	84,6	95,0	98,3	12,4	4,8	74,5	104,2	
XVIII	Eiprofil 3/2 mit geraden Seiten	$3r$	109,3	86,7	89,5	95,0	97,5	11,0	6,2	82,4	115,0	
XIX	do. $2,85/2$	$2,85r$	111,3	85,9	89,4	96,5	98,6	11,5	6,5	86,8	118,6	
XX	do. mit geraden Seiten	$2,85r$	106,8	85,9	88,9	94,7	97,4	11,3	6,2	84,8	110,7	
XXI	Eiprofil $2,586/2$. . .	$2,586r$	110,5	84,5	88,7	96,1	98,5	12,2	6,8	91,7	117,8	
XXII	do. mit geraden Seiten	$2,586r$	106,8	84,1	88,1	94,2	97,2	12,4	6,9	91,4	111,4	
XXIII	Eiprofil 3/2 mit flacher Sohle, in umgekehrter Stellung . . .	$2,286r$	98,5	73,5	84,3	95,6	98,8	10,5	5,0	87,5	95,4	
	M. =		111,0	81,5	86,8	95,3	98,1	11,4	5,7	84,7	117,6	

und noch weniger günstig das Profil mit eckiger Sohle (Nr. VI), da in beiden Profilen die Geschwindigkeit von unten nach oben hin nur langsam zunimmt. Etwas besser sind die überhöhten, unten engen Profile, viel besser aber die Profile mit flacher Sohle. Den Vorrang behauptet in dieser Beziehung das sogenannte Dreiecksprofil (Nr. IX). Durch Gleichmäßigkeit im Wachsen der Geschwindigkeit von unten nach oben zeichnen sich alle überhöhten Profile gegenüber den gedrückten aus; demzufolge werden die störenden Bewegungen in jenen Profilen gering sein. Die scharfe Zusammenziehung derselben am unteren Ende bringt — gleichwie die Hinzufügung einer Sohlenrinne in breit gestalteten Profilen — es jedoch mit sich, daß das Wachsen der Geschwindigkeit von unten nach oben langsam erfolgt, daß dementsprechend aus den unteren Teilen leicht Ablagerungen stattfinden, und daß, wenn die Mitführung der Sinkstoffe gesichert sein soll, die überhöhten Profile und diejenigen mit Sohlenrinne stärkerer Gefälle (mit entsprechend vergrößerter Geschwindigkeit) bedürfen als die gedrückten Profile. Die mittleren Geschwindigkeiten in den überhöhten Profilen stehen denjenigen in den gedrückten Profilen um etwa 10 % nach. Der hierin mit Bezug auf die Fortführung der Sinkstoffe liegende Mangel der überhöhten Profile wird aber zu Gunsten des Umstandes leicht in den Kauf genommen, daß die Wasserführung der überhöhten Profile, soweit es sich um große Füllungszustände handelt, erheblich größer als die Wasserführung der gedrückten Profile ist, jene daher den höheren wirtschaftlichen Wert haben. Da aber bei niedrigen Füllungszuständen das Umgekehrte stattfindet, so folgt als allgemeine Regel: daß überhöhte Profile die richtigste Anwendung da finden, wo große Wassermengen zu transportieren und die Gefälle nicht klein sind.

Ein für die meisten Fälle recht zweckmäßiges Profil ist das überhöhte Profil mit flacher Sohle Nr. XXIII. Die Geschwindigkeiten in demselben wachsen von unten auf rasch, die Wasserführung und der wirtschaftliche Wert sind von mittlerer Größe.

Die Gestaltung der Eiprofile mit geraden Seiten (Nr. XVIII, XX und XXII) bringt weder eine Verbesserung in der Geschwindigkeit noch in der Wasserführung mit sich; die Zunahme ersterer von unten nach oben erfolgt auch um ein Weniges langsamer als bei der normalen Form. Da die Profile mit geraden Seiten auch in Bezug auf Standfestigkeit hinter den Profilen mit bogenförmigen Seiten zurückstehen, liegt für die Verwendung derselben kein Grund vor, es sei denn in dem Falle, daß die Ausführung einige Erleichterungen bietet, wie es z. B. denkbar ist, wenn die Ausführung in Naturstein stattfindet.

Vorteilhaft erscheint dagegen die gerade Gestalt der Seiten bei gedrückten Profilen (Nr. VII und XI); doch ist auch bei dieser bei richtig gestalteter Gesamtform die Bogenform die bessere. (Vergl. Tabelle zu Profil Nr. VIII.)

Genaueres über die einzelnen Profilformen als das vorstehend Mitgeteilte ist aus den Tabellen, welche vorangeschickt sind, zu entnehmen. Es sollen schließlich aber noch einige spezielle Vergleiche zwischen dem Kreis- und dem Eiprofil durchgeführt und in dieselben das Kreisprofil mit Sohlenrinne und das Eiprofil 2,59/2 (Nr. V und bezw. XXI) einbezogen werden. Die große Länge, welche Entwässerungskanäle erreichen, und die denselben entsprechenden hohen Kosten fordern zu großer Sorgfalt in den wirtschaftlich richtigen Profilformen auf, und es rechtfertigt sich dadurch, auf die am meisten in der Praxis angewendeten beiden Hauptformen der Profile etwas weiter einzugehen, als bei den übrigen, seltener vorkommenden Profilformen.

Wenn man bei den angegebenen vier Profilformen die bestimmten Füllungs-

höhen entsprechenden Geschwindigkeiten und Wassermengen, ferner auch die zugehörigen Werte des Quotienten: $\frac{Q}{\text{benetzten Umfang}}$ nebeneinander stellt, so erhält man eine Tabelle, welche auf S. 467 folgt.

Aus derselben entnimmt man:

a) Daß in Bezug auf Geschwindigkeiten das Kreisprofil mit Sohlenrinne mit dem Kreisprofil fast gleichwertig ist, man daher das eine durch das andere ersetzen kann. Dies ist immer vorteilhaft, wo die Kanäle begehbar sein müssen.

b) Daß in Bezug auf Geschwindigkeiten das Eiprofil 2,59/2 dem meist üblichen Eiprofil 3/2 überlegen ist, daher vor diesem da den Vorzug verdient, wo eine gewisse Geschwindigkeitsvermehrung von Bedeutung ist.

c) Daß beide Eiprofile den beiden Kreisprofilen in Bezug auf Geschwindigkeiten nachstehen, das Eiprofil 2,59/2 aber weniger als das Eiprofil 3/2. Hiernach kann man beide Eiprofile durch beide Kreisprofile ersetzen; der Ersatz wird aber am vorteilhaftesten durch das Eiprofil 2,59/2 ausgeführt.

Die Schlußfolgerungen a—c gelten nur so lange, als die Füllungshöhe aller vier Profile unter etwa $1,8r$ bleibt. Bei den größeren Füllungshöhen sind, umgekehrt, beide Eiprofile günstiger als die beiden Kreisprofile.

In Bezug auf Wasserführung ergibt die Tabelle:

a) Minderwertigkeit des Kreisprofils mit Sohlenrinne gegenüber dem Kreisprofil um etwa 10 %.

b) Minderwertigkeit auch der beiden Eiprofile gegenüber dem Kreisprofil, so lange die Füllungshöhe unter etwa $1,8r$ bleibt. Von da an kehrt sich das Verhältnis um. Das Eiprofil 2,59/2 ist erheblich günstiger, als das Eiprofil 3/2.

Was den wirtschaftlichen Wert der vier Profile anbetrifft, so zeigt die Tabelle:

a) daß beide Kreisprofile etwa gleichwertig sind;

b) daß beide Eiprofile den beiden Kreisprofilen gegenüber so lange minderwertig sind, als die Füllungshöhe unter etwa $1,8r$ bleibt, daß von da an aber die Eiprofile einen sehr großen Vorzug gewinnen. Wiederum ist das Eiprofil 2,59/2 dem Eiprofil 3/2 überlegen.

Zusammenfassend kann man sagen, daß Eiprofile gegenüber dem Kreisprofil Vorteile nur bei großen Füllungen haben, daß das Eiprofil 3/2 die Bevorzugung, die es in der Praxis genießt, nicht verdient, und in den meisten Fällen anstatt seiner das Eiprofil von geringem Höhenverhältnis bessere Dienste leisten würde. Je weiter man aber mit dem Achsenverhältnis herabgeht, um so mehr nähert man sich dem Kreise, so daß das Achsenverhältnis 2,59/2 vielleicht dasjenige ist, in welchem sich die Vorteile des Eiprofils am besten vereinigen. Zu einem bestimmteren Urteil würde aber die genaue Untersuchung auch der Eiprofile, die zwischen dem Achsenverhältnis 2,59/2 und 3/2 liegen, notwendig sein. —

Schließlich sei als Zusatz zu der vorstehenden ausführlichen Behandlung der Profilformen die Bemerkung nachgefügt, daß in neuester Zeit gegen die Profile mit Banketts das Bedenken erhoben ist, daß letztere den Aufenthalt und die Vermehrung der Ratten in den Kanälen sehr begünstigen, auch durch entstehende Ablagerungen von Schmutzstoffen, die dem Aufkommen von Pilzvegetationen förderlich sind, der Reinlichkeit der Kanäle entgegenwirken. Letzterem Uebelstande würde durch stark geneigte Form der Banketts wohl abzuholen sein. Ob das aus Förderung der Rattenplage hergenommene Bedenken groß genug ist, um den Nutzen, den Bankettanlagen für die Instandhaltung und den Betrieb von Kanälen gewähren, aufzuwiegen, kann sich erst durch längere Erfahrung herausstellen.

Tabelle betreffend spezielle Vergleiche zwischen einigen Profiltypen.

XIV. Abschnitt.

Schwemm- und Trennsystem.

Allgemeine Charakterisierungen, Aufgaben und Leistungen.

§ 288. Herkömmlich spricht man vom „Schwemmsystem“ (englisch: combined system, französisch: tout à l'égout), wenn in den Kanälen mit dem Meteorwasser auch die häuslichen Schmutzwasser gemeinsam abgeführt werden, und vom Trennsystem in dem Falle, daß von der Aufnahme in die Kanäle das Meteorwasser ausgeschlossen ist. Abgesehen von der Unbestimmtheit dieser Erklärung, enthält dieselbe auch eine Unrichtigkeit, insofern als bei beiden Systemen die Fortschaffung der in den Wassern enthaltenen Schmutzstoffe durch die Schwemmkraft erfolgt, weshalb beide auf die Bezeichnung als Schwemmsysteme den gleichen Anspruch haben. Dementsprechend wird neuerdings auch von dem „vereinigten“ oder „gemeinschaftlichen“ und dem „getrennten“ Schwemmsystem gesprochen, ohne aber daß diese Bezeichnungen bisher allgemeineren Eingang gefunden hätten. Was die Unbestimmtheit der beiden bisher gebräuchlichen Bezeichnungen betrifft, so liegt dieselbe zu Tage, wenn man sich vergegenwärtigt, daß Kanalisationen die Aufgabe haben, bezw. haben können, folgende Gattungen von Wassern aufzunehmen und abzuführen:

1. Küchenwasser und die bei der Hausreinigung der Wäsche und sonstwie im häuslichen Betriebe entstehenden verunreinigten Wasser, einschließlich der in den häuslichen Gewerbebetrieben entstehenden unreinen Wasser.
2. Die Abgänge aus Spülaborten und Wasserklosetts, unter Umständen die flüssigen Abgänge aus Abortgruben.
3. Das Regenwasser von Dächern, das Ablaufwasser aus den Bassins von Strahlbrunnen, ferner von Wasserdruckanlagen, Ueberlaufwasser aus Reservoiren, Kühl- und Kondenswasser, und ähnliches als „rein“ anzusehendes Wasser.
4. Wasser, das sich auf den Grundstücken in der unmittelbaren Umgebung der Gebäude sammelt: das sogenannte Hofwasser.
5. Wasser von Straßen, Plätzen und Anlagen: das sogenannte Straßen- oder Tage- oder Meteorwasser.
6. Den ungeschmolzenen Schnee von Straßen und Plätzen, sowie das beim Schmelzen oder Auftauen desselben sich ergebende Wasser.

Wird hier, von der Aufnahme des Schnees zunächst Abstand genommen, so bleiben 5 Gattungen flüssiger Abfallstoffe, unter welchen eine ganze Anzahl von Kombinationen nicht nur möglich ist, sondern auch in der Wirklichkeit vor kommt, z. B. 1 für sich allein; 1 und 2; 1 und 4; 1 und 5; 1, 2 und 3; 1, 2 und 4;

1, 2, 3 und 4; 1—5 u. s. w., so daß nicht nur von Schwemm- oder Trennsystem schlechthin gesprochen werden kann, sondern da, wo es auf Bestimmtheit ankommt, nähere Angaben hinzugefügt werden müssen. Denn wie man z. B. Schwemmsysteme mit beschränkter und unbeschränkter Aufnahme von Meteorwasser kennt, so kennt man auch Trennsysteme, welche entweder alle, oder nur einen Teil der flüssigen Abfallstoffe aufnehmen, und es ist unter Umständen auch erlaubt, oder doch nicht durchaus falsch, ein Schwemmsystem, das neben den Schmutzwässern engeren Sinnes alle Meteorwasser aufnimmt, als Trennsystem zu bezeichnen. Denn wenn man sich die Aufgabe der Kanäle in zwei gesonderte Teile: Aufnahme und Fortführung, zerlegt denkt und dann die Einrichtung so getroffen wird, daß beide Wassergattungen zwar „aufgenommen“, der größere Teil — das mit Schmutzwasser etwa gemischte Regenwasser — jedoch alsbald oder doch nach kurzem Laufe durch Regenüberfälle (oder Notauslässe) an ein offenes Gewässer wieder abgegeben wird, so kann in gewissem Sinne auch einer solchen Anordnung die Bezeichnung als Trennsystem beigelegt werden. Wie man sieht, sind die Grenzen zwischen Schwemm- und Trennsystem durchaus flüssige.

§ 289. Die Entscheidung darüber, ob in einem gegebenen Falle das Schwemm- oder das Trennsystem das vorteilhaftere sei, wird in der Regel schon vor Beginn der Projektierungsarbeiten zur Entscheidung vorbereitet sein. Sie ist immer nur aus den Besonderheiten des betreffenden Falles zu entnehmen, wie schon S. 232 ff. ausführlich dargelegt worden ist. Es sind wenige Gesichtspunkte allgemeiner Art, die zur Beantwortung dieser Frage außer den bereits a. a. O. mitgeteilten herangezogen werden können; sie mögen hier kurz vorgeführt werden.

Es ist zweifellos, daß in Deutschland bis in die neueste Zeit hinein in den technischen Kreisen das Schwemmsystem bevorzugt und mehr gepflegt worden ist, als das Trennsystem. Neuerdings vollzieht sich darin eine Wandlung, und es ist sicher, daß dieselbe keine künstlich hervorgerufene, sondern eine ganz naturgemäße ist, die sich aus den Fortschritten und Erfahrungen, welche inzwischen in der Lösung der Städtereinigungsaufgabe sowohl, als in der wissenschaftlichen Erkenntnis der Gesundheitsschädigungen durch Schmutzstoffe gemacht sind, vollständig erklärt. Nachdem die großen und größeren deutschen Städte der Mehrzahl nach mit Einrichtung von Schwemmkanalisationen vorgegangen sind, kommen neuerdings mehr die kleineren Städte an die Reihe. Was für die ersten beinahe als Regel gelten konnte, hat für letztere schon deshalb oft keine Geltung, weil die „Geldfrage“ eine zu große Rolle spielt. Während die großen Städte mit der Geldfrage leicht fertig werden, kann dieselbe für kleine Städte unüberwindlich sein. Das Beste ist überall des Guten Feind, und wo die großen Kosten, welche die Schwemmkanalisation erfordert, nicht zu erschwingen sind, wird man auf die Vorteile, die dieselbe in der Regel bietet, verzichten und mit dem Guten, was mit dem minder kostspieligen Trennsystem erreichbar ist, sich begnügen können und müssen. Dies darf auch um so mehr geschehen, als es nicht ausgeschlossen ist, später in veränderten Zeiträumen das, was zunächst fortgelassen ward, nachzuholen, d. h. das Trennsystem zum Schwemmsystem zu ergänzen. Wo nicht ein Flußlauf von einiger Bedeutung die Stadt berührt oder auf kurzem Wege erreichbar ist, kann von der Durchführung des Schwemmsystems überhaupt nicht die Rede sein.

Aber auch für das Trennsystem bedeutet die Nähe eines offenen Gewässers in dem Falle eine große Erleichterung, daß die Straßenwasser sich nicht selbst überlassen bleiben können, sondern für die Ableitung derselben, auch wenn es sich nur um Teile davon handelt, sei es oberirdisch, sei es unterirdisch, gesorgt werden muß.

Das Trennsystem hat als Ersatz für die Minderwertigkeit, die ihm in gewisser Richtung anhaftet, auch positive Vorzüge, die es in anderen Richtungen dem Schwemmsystem gegenüber als überlegen erscheinen lassen.

Je größer eine Stadt, je dichter dieselbe bebaut und je stärker der Straßenverkehr ist, um so mehr ist das Schwemmsystem im Vorteile. Dasselbe gilt, je weniger bewegt die Geländeoberfläche ist, d. h. je geringere Gefälle das Gelände enthält, und je tiefer dasselbe liegt. Je größeren Wechsel das Gelände aufweist, je weniger fallen die Vorzüge des Schwemmsystems ins Gewicht.

Das Trennsystem besitzt die größere Anpassungsfähigkeit an die örtlichen Verhältnisse und Einrichtungen. Man kann z. B. vorhandene Abfuhereinrichtungen für die menschlichen Absonderungen zunächst beibehalten. Man kann Straßen- und Hofwasser in beschränktem Umfange aufnehmen, wenn es für den Betrieb der Anlage nützlich, oder aus Gründen der Reinlichkeitspflege notwendig ist. Man kann dieselben Wasser später, wenn sich die Zustände geändert haben, auch wieder von der Einleitung ausschließen, ohne daß diese Änderung als großes wirtschaftliches Opfer erscheint. Man kann jeden selbst nur kleinen Ortsteil seinen Besonderheiten nach für sich behandeln, größere Gebiete in Teile sondern, für jeden die am besten geeignete Einrichtung treffen und durch solche Mittel die Anlage- und Betriebskosten des Werkes wesentlich herabmindern. Beim Schwemmsystem ist eine so große Anpassungsfähigkeit an Verschiedenheiten, die im Stadtgebiete vorkommen, nicht vorhanden.

Wenn dem Schwemmsystem zuweilen der Vorwurf gemacht wird, daß, vermöge der großen Kanalweiten, die dasselbe erfordert, um die größeren Wassermengen fassen zu können, und vermöge des inneren Drucks, der in den Leitungen zuzeiten entstehen kann, das System besonders geeignet sei, Boden und Grundwasser zu verunreinigen, so läßt sich dagegen sagen, daß die Möglichkeit dazu allerdings besteht, daß aber diese Gefahr bei der in der neueren Zeit auf die Bauweise und den Betrieb der Kanäle allgemein verwendeten Sorgfalt sehr wenig zu bedeuten hat. Der Vorwurf war nur gegen die in älterer Zeit ohne ausreichendes technisches Verständnis und ohne Sorgfalt bei der Bauausführung angelegten Kanäle berechtigt, und wird in der neueren Zeit meist nur ohne Eingehen auf den Unterschied zwischen früher und heute gedankenlos wiederholt.

Ganz ähnlich verhält es sich mit dem Vorwurf, welcher der Luft der Schwemmkanäle zuweilen gemacht wird. Dieser Einwand ist schon im § 87 ausreichend widerlegt.

Ein Vorwurf von mehr Bedeutung als der der Boden-, Grundwasser- und Luftverunreinigung ist die dem Schwemmsystem unentbehrliche Anlage von Regenüberfällen und Notauslässen. Vielfach werden seitens der Behörden dem Anschluß dieser „Noteinrichtungen“ an die offenen Wasserläufe so große Schwierigkeiten entgegengesetzt, daß sich den Gemeinden der Gedanke aufdrängt, die Straßewasser lieber ohne kostspielige unterirdische Kanalanlagen als mittelst solcher den offenen Wasserläufen zuzuführen. Auch ist die Forderung, daß in die Flußläufe nur reines Wasser eingelassen werde, weder mit dem natürlichen Zustande, nach welchem die Flußläufe die geborenen Empfänger für alle Oberflächenwasser sind, noch mit den Anforderungen der Gesundheitspflege ausreichend zu begründen. Wenn es auch unbestreitbar ist, daß ein einziger pathogener Keim genügen kann, um eine Infektion hervorzurufen, so liegt darin doch nur eine theoretisch konstruierte Möglichkeit vor, und setzt der Eintritt derselben in der Regel das Zusammentreffen mehrerer ungünstiger Umstände voraus. Dazu hat die Sache auch eine schwer wiegende wirtschaftliche Seite. Hygienische Maßregeln erfordern zur Durchführung Geld und sind nur so weit als begründet anzuerkennen, als der Geldaufwand

in angemessenem Verhältnis zu dem damit angestrebten Zwecke bleibt. Wo aber der Zweck so unbestimmt ist, wie in diesem Falle, wo er sich zur bloßen Möglichkeit verflüchtigt, ist es Pflicht, bei der Bereitstellung von Geldmitteln dafür vorsichtig zu sein. Es darf auch nicht übersehen werden, daß es bei jedem Zustande und bei jeder Einrichtung der Städtereinigung unvermeidlich ist, daß die offenen Gewässer mehr oder weniger große Mengen von Schmutzstoffen beabsichtigter- und unbeabsichtigterweise empfangen, daß dies auch ohne besondere Schädigung derselben geschieht, weil sie im stande sind, sich aus eigener Kraft wieder zu reinigen (Selbstreinigung, § 55 ff.). Es handelt sich deshalb bei der Flussverunreinigungsfrage immer nur um die richtige Abgrenzung gegen ein Zuviel bei der Zuführung von Schmutzstoffen, und diese Aufgabe kann immer nur im Einzelfalle einigermaßen zutreffend gelöst werden, niemals aber nur nach allgemeinen Grundsätzen und Regeln. Daß durch selbst schlimme Verunreinigungen von Gewässern für die Gesundheit der Uferbewohner kein besonderer Schaden entsteht, scheint nach statistischen Ermittlungen, die darüber in England schon früh angestellt worden sind, festzustehen, und wird auch durch den Mangel auffälliger Erscheinungen in Gebieten Deutschlands, die von stärker verunreinigten Gewässern durchflossen werden, bestätigt. Nur da, wo der Gebrauch des Flusswassers als Trinkwasser für Menschen und Haustiere in Frage kommt oder möglich bleibt, sind strengere Maßregeln gegen Flussverunreinigung durch Straßenwasser berechtigt, während sie anderwärts der Berechtigung oft entbehren.

Aehnliches wie das, was über die Zuführung von Straßenwasser zu den offenen Gewässern vorstehend gesagt ist, gilt von der Zuführung von Straßenwasser, das, mit häuslichen Schmutzwassern vermischt, durch Regenüberfälle und Notausflüsse in die Flüsse gelangt. Zu fordern ist nur, daß die Regenüberfälle nicht früher in Wirksamkeit treten, als bis eine erhebliche Verdünnung der in den Straßenleitungen fließenden Schmutzwassermengen stattgefunden hat. Was aber unter erheblicher und unter unerheblicher Verdünnung zu verstehen ist, läßt sich nicht allgemein sagen, sondern nur in jedem bestimmten Falle entscheiden, und die zutreffende Entscheidung kann leicht große Schwierigkeiten bieten. Denn die Entscheidung hat sich nicht nur auf die Verdünnung, welche während des Laufes in den Kanälen stattfindet, zu stützen, sondern hat auch diejenige Verdünnung in Betracht zu ziehen, welche erfolgt, nachdem die Kanalwasser einem Flusslauf übergeben sind. Dabei darf auch nicht außer acht gelassen werden, daß zu Zeiten, wo die Regenüberfälle in Wirksamkeit treten, der Flusslauf selbst in der Regel größere, als die gewöhnlichen Wassermengen führt und mit vermehrter Geschwindigkeit fließt, beides Umstände, wodurch nicht nur die Verdünnung, sondern auch die schnelle Entfernung der Schmutzstoffe aus dem Bereich der Stadt befördert wird.

Es ist hiernach durchaus verständlich, wenn die Gesundheitsbehörden bei den Vorschriften über den Verdünnungszustand beim Einlassen von Schmutzwassern in offene Wasserläufe sich neuerdings in sehr weit auseinander liegenden Grenzen bewegen, bei Wasserläufen von bedeutender Größe sich mit zuvoriger Abscheidung nur des größten Teils der Sinkstoffe befriedigt erklären, bei mittelgroßen Gewässern selbst auf das Verdünnungsverhältnis $\frac{\text{Schmutzwasser}}{\text{Regenwasser}} = \frac{1}{1}$ zurückgehen, und nur bei kleinen Gewässern erheblich strengere Anforderungen stellen.

Es leidet keinen Zweifel, daß strenge Anforderungen von allen Gesichtspunkten aus in dem Falle berechtigt sind, daß sie an Städte gestellt werden, deren finanzielle Leistungsfähigkeit gesichert ist. Von solchen Gemeinwesen mag man fordern, daß sie die Anlage von Regenüberfällen und Notauslässen nicht dazu benutzen, um an den Bau- und Betriebskosten von Pumpwerken zu sparen,

wie dies bisher wohl öfter vorgekommen ist. In leistungsfähigen Städten sollten die Pumpwerke so groß und in solcher Gliederung angelegt und betrieben werden, daß sie nicht nur geringe Bruchteile der Regenwasser, wie sie von Tag zu Tag wiederkehren, vielmehr die in häufigerer Wiederkehr zu erwartenden größten Regenwassermengen fortschaffen können, ohne daß dabei die Thätigkeit der Regenüberfälle und Notauslässe in Anspruch genommen wird. Letztere haben dann nur bei den selteneren außergewöhnlichen Regenfällen — gewissermaßen als Sicherheitsventile — in Wirksamkeit zu treten. Handelt es sich jedoch um kleine unleistungsfähige Gemeinwesen, so werden die Ansprüche an den Verdünnungszustand der Schmutzwasser zu ermäßigen sein, um nicht die Gefahr heraufzubeschwören, durch Anforderungen, die auf das „Beste“ hinausgehen, die Erreichung des „Besseren“ in Frage zu stellen.

§ 290. Was im übrigen von allgemeinen Gesichtspunkten zur Frage ob Schwemm-, ob Trennsystem beigebracht werden kann, ist in einer Reihe von Leitsätzen zusammengestellt, die einer Verhandlung auf der 22. Versammlung des Deutsch. Vereins f. öffentl. Gesundheitspflege als Grundlage dienten, und im Band 30 der Zeitschrift des genannten Vereins mitgeteilt sind. Es ist aber zu bemerken, daß über diese Leitsätze keine Abstimmung stattgefunden hat, sie vielmehr von der Versammlung nur zur Kenntnis genommen sind, und dieselben daher nicht als Auffassung der Mehrheit der Versammlung hingestellt werden können.

Die von den Referenten Hofrat Prof. Dr. Gärtner-Jena und Baurat Herzberg-Berlin aufgestellten Leitsätze lauten:

1. Die Abführung der Fäkalien und der Abwässer entspricht zur Zeit in den meisten Städten nicht den Anforderungen, die vom hygienischen Standpunkte aus gestellt werden müssen.
2. Die Schwemmkanalisation ist in vorzüglicher Weise geeignet, die Schmutzstoffe und die Regenwässer aus den Städten zu entfernen. Indessen bietet die endgültige Beseitigung der abgeführteten Massen, insbesondere bei starken Regengüssen, erhebliche Schwierigkeiten. Außerdem ist ein vollständig durchgeführtes Schwemmsystem für Regen und Abwässer in Anlage und Betrieb in der Regel für mittlere und kleine Städte zu teuer.
3. Der Einleitung des Regenwassers von den Straßen und Dächern in die offenen Wasserläufe stehen hygienische Bedenken im allgemeinen nicht entgegen.
4. Die Einführung des Trennsystems — gesonderte Abführung der Meteor- und indifferenten Industriewasser einerseits, wozu unter Umständen selbst eine geordnete oberirdische Ableitung genügen kann, und der Fäkalien, Hausabwasser und differenten Industriewasser andererseits — bedeutet gegen den jetzigen Zustand in den meisten Städten einen wesentlichen Fortschritt.
5. Das Trennsystem hat gegenüber dem jetzt üblichen gemeinschaftlichen (Schwemm-) System den Nachteil, daß es bei Regenwetter den gesamten Straßenschmutz den Wasserläufen zuführt, während das gemeinschaftliche System bei starken Regengüssen nur einen Teil des Straßenschmutzes durch die Notauslässe abgibt, in diesen Fällen allerdings vermischt mit den Hausabwässern und Fäkalien. Letztgenannter Uebelstand kann unter Umständen schlimmer als der erstgenannte sein. — Daß durch das Trennsystem bei der Berieselung ein größerer Teil von Pflanzennährstoffen verloren geht, ist nicht von Bedeutung.
6. Das Trennsystem hat gegenüber dem gemeinschaftlichen System die Vorteile, daß es bei in der Regel wesentlich geringeren Anlagekosten des Kanalnetzes:
 - a) kleinere Maschinen, kleinere Kessel und engere Rohre zur Entfernung der Abwässer gebraucht;
 - b) kleinere Rieselelder erforderlich;
 - c) einen gleichmäßigeren und deshalb billigeren Maschinen- und Rieselbetrieb ermöglicht — ersteren in der Regel nur als Tagesbetrieb;
 - d) bei Anlage von Klärbecken diese kleiner zu bemessen gestattet;
 - e) im Falle chemischer Klärung wegen der Gleichmäßigkeit des Betriebes mit weniger Desinfektions- und Klärmitteln eine größere Sicherheit des Erfolges erzielt;
 - f) in sehr vielen Fällen, vor allem bei Vorsorge für eine fakultative chemische Klärung und obligatorische Desinfektion aller Abgänge der infektiösen Kranken, mit einer

mechanischen Klärung besser auszukommen ist, als bei dem gemeinschaftlichen System.

7. Ob ein getrenntes oder gemeinschaftliches System in einer Stadt einzuführen ist, muß in jedem einzelnen Falle unter Würdigung der hygienischen, wirtschaftlichen, lokalen und sonstigen Verhältnisse besonders untersucht werden, wobei eine objektiv vergleichende Berechnung der Betriebs- und Anlagekosten für beide Systeme nicht fehlen darf.

Hinzufügen kann man hier, daß beim Trennsystem die Art des Reinigungsverfahrens für die Abwasser frei steht, daß neben Rieselung auch die anderen Reinigungsverfahren anwendbar sind, während man beim Schwemmsystem hinsichtlich der Reinigungsart sich unter einem gewissen Zwange befindet. Für die Reinigung der Wasser des Schwemmsystems können andere Einrichtungen als Rieselfelder den bisherigen Erfahrungen nach kaum in Betracht kommen.

§ 291. Die verschiedenen Formen, welche eine Stadtkanalisation annehmen kann, sind etwa folgende*):

- I. Das Schwemmsystem, auch wohl als Sammelsystem, „gemeinschaftliches“ oder „vereinigtes“ System bezeichnet.
- II. Das Trennsystem, bei welchem folgende Zusammenfassungen oder Zerlegungen möglich sind:
 1. Aufnahme der Straßenwasser im engeren Sinne und der häuslichen Schmutzwasser, letztere entweder mit, oder ohne die Abgänge aus Wasserklossetts.
 2. Aufnahme von Dach- und Hofwasser, gleichfalls in beschränktem Umfange, aber Mitaufnahme der häuslichen Schmutzwasser einschließlich der Abgänge aus Wasserklossetts.
 3. Wie vor, aber mit Ausschluß der Abgänge aus Wasserklossetts.
 4. Aufnahme nur der häuslichen Schmutzwasser, eingeschlossen die Abgänge aus Wasserklossetts.
 5. Wie vor, aber mit Ausschluß der Abgänge aus Wasserklossetts.
 6. Aufnahme nur der Straßenwasser und teilweise Aufnahme der Dach- und Hofwasser.

Es ist leicht zu ersehen, daß außer den angeführten noch weitere Kombinationen möglich sind; Beispiele dafür sind aber wohl kaum bekannt.

§ 292. Indem durch das Schwemmsystem alle verflüssigungsfähigen Abfälle aus dem Hause und dessen unmittelbarem Zubehör, auch das Wasser von Dächern, Höfen und Straßen, kurzum alle Schädlichkeiten aus der Wohnung und der Umgebung fortgeschafft werden, leistet dasselbe mehr als ein Trennsystem, das immer nur einen mehr oder weniger großen Teil der Abfälle aufnimmt. Außerdem erfolgt die Fortschaffung in einer Weise, die den Ansprüchen ästhetischer Art in

*) Nach einer 1892 angestellten Umfrage, deren Ergebnisse an dieser Stelle mitgeteilt werden, waren unter 565 deutschen Städten mit mehr als 5000 Einwohnern damals 152 Städte vollständig kanalisiert und 227 Städte teilweise. Unter den kanalisierten hatten 20 Schwemmkanalisation, die übrigen das eine oder andere Trennsystem bei sich eingeführt, wortüber jedoch Genaueres nicht angegeben ist. Von den 20 schwemmkanalisierten Städten entfielen 4 auf Städte zwischen 10 000 und 20 000 Einwohnern, 5 auf solche zwischen 20 000 und 50 000 Einwohnern, 1 auf Städte mit 50 000–100 000 Einwohnern, 4 auf Städte zwischen 100 000 und 200 000 Einwohnern und endlich 6 auf Städte über 200 000 Einwohnern. Diese Zusammenstellung ist mit Ungenauigkeiten behaftet; die Zahl der schwemmkanalisierten Städte ging schon damals über 20 hinaus. Auch sind seitdem Änderungen eingetreten; der heutige Stand des Umfangs der Stadtreinigung ist aber nicht genau angebar. Eine Trübung des Bildes entsteht auch dadurch, daß die Orte unter 5000 Einwohner unberücksichtigt geblieben sind, indem darunter eine nicht kleine Anzahl sich befindet, die Kanalisation bei sich eingeführt hat.

höherem Grade Genüge leistet als andere Fortschaffungsweisen. Es ist deshalb das Schwemmsystem mit Bezug auf die Ansprüche der Wohnungshygiene obenan zu stellen. Dies gilt selbstverständlich unter der Voraussetzung, daß die besonderen Einrichtungen zur Beseitigung der Abfälle nicht hinter denjenigen zurückbleiben, welche bei einem Trennsystem angewendet werden.

Beim Schwemmsystem wird das Straßenwasser nach Zurücklegung nur kurzer Wege von der Straßenoberfläche fortgenommen. Es werden dadurch breite und tiefe Rinnsteine entbehrlich, mit welchen zugleich die Möglichkeit der Anhäufung und des längeren Verweilens von Schmutz, sowie Eisbildung in den Rinnsteinen in Fortfall kommt. Die Gefahr partieller Straßenüberflutungen wird beseitigt oder bedeutend eingeschränkt. Aus diesen Gründen steht das Schwemmsystem auch mit Bezug auf Verkehrsrücksichten dem Trennsystem voran.

Es wird durch die Regenüberfälle und Notauslässe des Schwemmsystems den offenen Gewässern nur ein Teil des von Straßen, Dächern und Hofflächen fortgewaschenen Schmutzes zugeführt, wogegen bei denjenigen Formen des Trennsystems, die nichts von den genannten Wassern aufnehmen, aller Schmutz von Straßen u. s. w. in die offenen Gewässer gelangt. Daß aber in diesem Unterschied immer ein Vorzug des Schwemmsystems zu sehen ist, kann nicht behauptet werden, weil sowohl das Regime des offenen Gewässers als die Leistungen der Regenüberfälle und Notauslässe in Betracht kommen. Um welche Mengen es sich handelt, kann nur durch direkte Untersuchungen der Beschaffenheit der Straßenwasser festgestellt werden, und zwar nur in jedem einzelnen Fall. Rechnerisch ermittelte Angaben z. B. über die Stickstoffmengen, welche mit dem tierischen Dünger, oder durch Verschleppungen menschlicher Absonderungen u. s. w. auf die Straße gelangen, sind sehr vage, weil man dabei auf ganz unbestimmmbaren Faktoren fußt, weder weiß, welche Mengen zugeführt werden, noch welche Mengen zum Verschwinden — auf verschiedenen Wegen — kommen. Auch ist die Stickstoffmenge allein nicht entscheidend, weil noch andere Stoffe, wie z. B. Phosphorsäure u. s. w., schädliche Wirkungen direkt oder indirekt ausüben können.

Der Vorzug, welchen man dem Schwemmsystem zuweilen nachröhmt: daß das mitgeführte Regenwasser für die Reinhaltung der Kanäle nützlich sei, indem namentlich die größeren Regenfälle eine energische Spülwirkung ausüben, wird meist überschätzt. Es ist hierzu u. a. auf die S. 174 mitgeteilten Angaben über die zeitliche Verteilung der Regenfälle, bezw. über die Dauer der Trockenperioden zu verweisen. Diese Angaben erweisen, daß die Regellosigkeit in den Regenfällen zu groß ist, um es zu gestatten, auf die Mitwirkung dieses Faktors bei dem etwa einzurichtenden regelmäßigen Spülbetriebe der Kanäle selbst nur einiges rechnen zu dürfen. Sogar in Gegenden, die noch nicht zu den regenarmen gehören, — über 500 mm Jahresniederschlag haben — und in denen die Regenfälle auch zeitlich noch einigermaßen günstig verteilt sind (Bewegung der monatlichen Regenhöhen zwischen 7 und 11% des Jahresniederschlages), kann man unter etwa 7 Tagen im Durchschnitt nur auf 1 Tag rechnen, an welchem die Kanäle Regenwasser empfangen, während es 20—30tägige und selbst noch längere Perioden giebt, in welchen dies nicht der Fall ist. In solch langen Perioden haben die Kanäle nur den sogenannten Trockenabfluß zu führen, außer kleinen Mengen von Dachwassern, die denselben vielleicht zufließen, da die von kleinen Niederschlägen herrührenden Wassermengen, welche auf die Straße fallen, die Kanäle gar nicht erst erreichen. Abgesehen also von Oertlichkeiten, die in Bezug auf Regenmenge und zeitliche Verteilung derselben in Hinsicht auf den Beitrag, der hier zur Spülung der Kanäle mit Regenwasser geleistet wird, als sehr bevorzugt gelten können, bewegen sich in den Kanälen des Schwemmsystems in der ganz überwiegenden Zahl der Tage

eines Jahres nur unverdünnte Schmutzwasser, gerade so wie in den Kanälen des Trennsystems.

Auch wenn für die Anlage von Regenüberfällen (und Notauslässen) die örtlichen Verhältnisse günstige sind, d. h. wenn man beträchtliche Mengen der bei heftigen Regenfällen zuströmenden Wassermengen durch Regenüberfälle u. s. w. nach Zurücklegung kurzer Wegeslängen im Kanalnetze, und auf ebenfalls kurzen Wegen in den Ableitungen der Regenüberfälle wieder los wird, verbleiben doch noch große Mengen von halbreinen und reinen Wassern, deren man sich vielleicht auf einfachere Weise, z. B. durch Versenkung in den Grund, oder durch direkten Einlaß in ein in der Nähe befindliches Gewässer unbedenklich hätte entledigen können. Dies gilt z. B. für Dachwasser, dessen für Einlaß in die Flüsse ausreichender Reinheitszustand wohl niemals anzuzweifeln ist. Dieses Mehr an Wasser erfordert nicht nur ein entsprechendes Mehr an Kanalweite, also höhere Baukosten, sondern auch erhöhte Betriebskosten, namentlich bei der Reinigung der Wasser.

Die Vorzüge des Schwemmsystems müssen daher vielfach nicht nur durch einmalige hohe Baukosten, sondern auch durch dauernd hohe Betriebskosten erkauft werden; sie können in dem Falle außer Verhältnis zu den Vorzügen des Schwemmsystems stehen, daß die Straßen- und Dachwasser durch die ganze Länge des Kanalnetzes geführt werden müssen und erst nach Passierung des Netzes das offene Gewässer auf langen Wegen erreichen.

Die Weiten der Kanäle des Schwemmsystems sind unter Zugrundelegung von Regenfällen zu bestimmen, die innerhalb eines Jahres vielleicht nur ein oder ein paarmal zu erwarten sind, vielleicht ein volles Jahr hindurch, oder in noch längerer Zeit ausbleiben. (Vergl. S. 185 ff.) Die Kanäle erhalten daher ein Plus an Weite, welches nur sehr selten ausgenutzt wird. Dasselbe gilt für den Umfang der Reinigungsanlagen, wenn denselben neben den Schmutzwassern auch das Regenwasser zugeführt und nicht durch Regenüberfälle vorher abgeleitet wird. Daraus resultiert für das Schwemmsystem immer eine gewisse Unwirtschaftlichkeit.

Die notwendige Mehrweite der Kanäle wirkt ungünstig auf den Abfluß der Kleinwassermengen. Es kommt hinzu, daß die Anwendung negativer Gefälle — Heberleitungen — die bei flacher Beschaffenheit des Niederschlaggebietes, bei Kreuzung offener Gewässer oder anderen Hindernissen selten vermeidbar ist, große Schwierigkeiten mit sich bringt, weil in den großen Leitungen die nötige Luftverdünnung (bezw. Luftpessung) kaum oder nur mit viel höheren Kosten herstellbar ist, als in engen Leitungen, und weil der Füllungszustand der Kanäle zu sehr wechselt.

Werden beim Schwemmsystem Schmutzwasser und Regenwasser in einem gemeinsamen Kanal abgeführt (wie es in Deutschland die Regel bildet), so sind die niedrig liegenden Keller der Gefahr gelegentlicher Ueberschwemmungen durch Rückstau aus dem Straßenkanal unterworfen. Dieser Gefahr ist weder durch selbsttätige Rückstauklappen oder Ventile, noch durch andere in jedem Einzelfalle zu bedienende Absperrvorrichtungen mit Sicherheit zu begegnen. Erstere sind leicht der Gefahr des Versagens ausgesetzt, während bei letzteren die Handhabung aus Nachlässigkeit oder aus anderen Gründen, z. B. auch dem, daß ein heftiger Regenfall während der Nachtstunden unbemerkt vorübergeht, leicht unterbleibt. Die Ueberschwemmungen durch Rückstau sind von besonderer Schädlichkeit, weil dabei nicht reines Wasser, sondern Schmutzwasser auf die Kellersohlen u. s. w. gelangt.

Für gewisse Stadtgebiete oder Gebietsteile ist das Schwemmsystem unmöglich. Es ist hierbei an solche Gebiete zu denken, die zeitweilig überschwemmt werden, sei es daß die Ueberschwemmung von einem offenen Gewässer ausgeht, sei es, daß

dieselbe durch Zusammenströmen des Wassers aus höheren Lagen an Tiefpunkten entsteht. Wollte man in solchen Gebietsteilen Regenwasser aufnehmen, so würden die Kanäle außerordentlich große Weiten erhalten müssen, daher sehr kostspielig sein, ohne daß die Gefahr von Kellerüberschwemmungen beseitigt wäre. Außerdem findet Beanspruchung der Kanäle auf inneren Druck statt. Für solche Gebietsteile eignet sich einzig das Trennsystem, dessen Leitungen ohne offene Verbindung mit der Straßenoberfläche sind. Es würde sehr unrationell sein, etwa ein Pumpwerk anzulegen, um die in die Tiefe der Kanäle gelangten Regenwassermengen wieder über Straßenoberfläche zu heben, um sie an ein offenes Gewässer zu übergeben. Ist es nach Beschaffenheit der Oertlichkeit ausgeschlossen, an niedrigen Stellen des Stadtgebietes zusammengeflossenes Regenwasser sich selbst zu überlassen, so wird man dasselbe in flachen Bassins zu sammeln haben, aus denen es eventuell durch Pumpen entfernt werden kann, oder auch durch Einsickern und Verdunsten von selbst wieder verschwindet.

Die Wasserführung der Kanäle des Schwemmsystems ist Zufälligkeiten unterworfen, durch die sowohl die Baukosten als die Betriebskosten im Vergleich mit dem der Wirkung von Zufällen weniger unterworfenen Trennsystem erschwert werden; außerdem erfordert die Reinigung höhere Kosten. —

§ 293. Die Schwemmkanalisation ist in zweifacher Art ausführbar. Es werden entweder die schwemmbaren Flüssigkeiten in einen einzigen Kanal aufgenommen, oder es findet Verteilung auf zwei Kanäle statt, indem man die Meteorwasser dem einen und alle übrigen Flüssigkeiten dem zweiten Kanal zuweist. In der Regel wird diese Ausführungsform als „Trennsystem“ bezeichnet, doch nicht ganz mit Recht, da man, um bestimmt zu sein, vom „Trennsystem“ nur sprechen sollte, wenn diese oder jene Gattung flüssiger oder verflüssigungsfähiger Abfallstoffe von der Aufnahme ganz ausgeschlossen bleibt. Werden gesonderte Kanäle benutzt, so ist noch die Abwandelung möglich, daß jeder der beiden Kanäle ein selbständiges Ganzes bildet, oder daß beide Kanäle in einen einzigen Baukörper zusammengefasst werden, wobei der Kanal für das Meteorwasser seine Lage zweckmäßig über dem kleineren Schmutzwasserkanal erhält. Dabei ist es möglich, das Meteorwasser zum Spülen des tiefer liegenden Schmutzwasserkanals zu benutzen. — Die Durchführung des Schwemmsystems in der Weise, daß die Meteor- und Hauswasser in gemeinsamen Kanälen abfließen, bringt den großen Uebelstand mit sich, daß für die Reinigung der Abwasser ein anderes Verfahren als Rieselung nicht zu Gebote steht; wenigstens gilt dies für alle größeren Städte. Denn es sind die Mengen, besonders aber die schroffen Wechsel in den Mengen der zufließenden Wasser zu groß, als daß sich denselben irgend eines der bisher bekannten Reinigungsverfahren in einer gesundheitlich und wirtschaftlich befriedigenden Art und Weise anpassen ließe. Auch die Wechsel in der Beschaffenheit der Wasser, die das Schwemmsystem führt, bringen Schwierigkeiten für die Erreichung eines gewissen Gleichmäßigkeitgrades bei der Reinigung derselben mit sich, und rücken die Gefahr nahe, daß zuzeiten ungereinigte oder mangelhaft gereinigte Wasser die Reinigungsanlage passieren. Bei Reinigung der Wasser durch Rieseln mag diese Gefahr erträglich sein; bei den innerhalb der Stadtgrenzen liegenden anderen Reinigungswerken ist die Sachlage anders. Endlich werden mit den Straßenwassern den Reinigungswerken große Mengen von Stoffen zugeführt, die als Dungmittel wertlos oder minderwertig sind, im allgemeinen nur schädlich wirken, die daher die Absatzfähigkeit bzw. Beseitigung der ausgeschiedenen Schlammmassen nur erschweren.

Die Form der Ausführung mit gesonderten Kanälen kann nur in Frage kommen,

wenn es sich um nicht gleichzeitige Ausführung derselben handelt, wenn vielleicht der Schmutzwasserkanal zuerst hergestellt wird, und die Herstellung des Kanals für das Meteorwasser einem späteren Zeitpunkte vorbehalten bleibt. Es sind aber auch Fälle bekannt, in welchen die umgekehrte Reihenfolge eingehalten wird. Die zeitlich gesonderte Herstellung bringt erhöhte Kosten, ferner Schwierigkeiten für die meisten Grundstücksanschlüsse, auch Irrtümer und die Möglichkeit mißbräuchlicher Benutzung des Meteorwasserkanals mit sich. Dafs sie größere Straßenbreiten bedingt, und hindernd für die zweckmäßige Unterbringung der anderen Leitungen im Straßengrunde (für Gas, Wasser, Druckluft, Elektricität u. s. w.) werden kann, ist selbstverständlich. Namentlich ist es die letztere Rücksicht, die in der heutigen Zeit, wo die Zahl der im Straßengrunde unterzubringenden Versorgungsnetze sich so sehr vergrößert hat, stark ins Gewicht fallen kann. Und es sind gerade die Kanalisationsleitungen, welche in besonderem Maße zu Schwierigkeiten bei der Einbettung der Versorgungsnetze in den Straßengrund führen, da man mit jenen vermöge der Empfindlichkeit der Gefälle und aus Rücksicht auf Frostfreiheit, anderen Leitungen nicht leicht ausweichen kann. Wenn dies an einzelnen Stellen nicht vermeidbar ist, entstehen meist verwickelte, darum auch kostspielige Anlagen, welche dabei fast immer als eine Schädigung des ganzen Werkes betrachtet werden müssen.

Doch sind für die gesonderte Ausführungsweise der Schwemmkanalisation auch Erleichterungen möglich. Für die Meteorwasserkanäle genügen, weil sie nur während kurzer Zeiträume Wasser führen, geringe Einbettungstiefen, da die Frostgefahr so gut wie ausgeschlossen ist, und sie werden auch in der Regel kürzer als die Schmutzwasserkanäle ausfallen, weil man sie auf geradem Wege zu dem nächsten Flussläufe führen wird, wogegen der Anschluß von Schmutzwasserkanälen und Regenüberfällen oder Notauslässen an offene Gewässer innerhalb des Stadtgebietes leicht auf Schwierigkeiten stößt. In dem Falle, daß aus älterer Zeit Kanäle für Schmutzwasser oder auch Regenwasser bestehen, ist es oft möglich, daß man dieselben für den Zweck der Regenwasserabführung wenigstens teilweise erhält, wodurch eine entsprechende Verminderung der Anlagekosten erzielt wird.

Gleichzeitige Herstellung gesonderter Kanäle für das Schwemmsystem kann durch gewisse Umstände bedingt sein, z. B. auch den, daß die Regenkanäle (bezw. Regenauslässe) außergewöhnlich lang und entsprechend kostspielig werden, oder auch Querschnitte von solcher Größe erhalten, daß ihre Unterbringung im Straßengrunde schwierig oder unmöglich ist. Es bleibt alsdann der Ausweg, die Regenwasser an geeigneten Stellen in den oberen Teilen des Entwässerungsgebietes vorläufig zu sammeln (aufzuhalten), um sie in verlangsamter Weise abfließen zu lassen, und dadurch zu wesentlichen Ermäßigungen des Querschnitts der Regenkanäle zu kommen. Die Aufhaltebecken dürfen, wenn sie in bebauten Teilen des Gebietes liegen, keine eigentlichen Schmutzwasser aufnehmen, und auch die Regenwasser müssen wegen der Fäulnisfähigkeit eines Teiles der mitgebrachten Sinkstoffe, vollständig aus dem Aufhaltebecken entfernt werden können, bei welchen für diesen Zweck eventuell ein Pumpwerk von geringer Größe anzulegen ist, das auch geeignet sein muß, dem Becken frisches Wasser zuzuführen. Wird die Anlage in dieser Weise ausgestaltet und Sicherheit dagegen geschaffen, daß ein Becken mehr Zufluß aus dem Grundwasser erhält, als zu einer gewissen Auffrischung des Inhalts ausreichend ist, daß dieselbe ebensowenig unzulässige Erhöhungen des Grundwasserstandes in der Umgebung herbeiführt, ferner daß Ueberflutungen durch Becken entstehen, so können solche auch zur landschaftlichen Bereicherung des Stadtgebietes dienen und daher Anlagen sein, die nicht nur wirtschaftliche Ersparnisse ermöglichen, sondern auch zur Pflege idealer Interessen wesentlich beitragen. —

Die gesonderte Ausführung von Kanälen für Regen- und Schmutzwasser bringt eine Kostenerhöhung für die erste Anlage mit sich, während durch die erleichterte Reinigung des Schmutzwassers sich Ersparungen an den späteren Betriebskosten ergeben. Ersteres gilt selbst dann, wenn durch die örtlichen Verhältnisse die Ableitung des Regenwassers begünstigt ist.

§ 294. Die Zahl der Abwandlungen, welche beim Trennsystem vorkommen können, ist ziemlich groß. Werden neben dem Straßenwasser engeren Sinnes häusliche Schmutzwasser aufgenommen, sei es mit, sei es ohne die Abgänge aus Wasserklossetts, erfolgt nur Aufnahme desinfizierter Abgänge aus Wasserklossetts, ist aber Dachwasser und Hofwasser entweder ausgeschlossen, oder nur in beschränktem Umfange aufnehmbar, z. B. nur aus Höfen mit tiefer Lage, geschlossener Umbauung derselben u. s. w., so hat man es auch mit einer relativ leistungsfähigen Ausführung zu thun, die sich von dem Schwemmsystem nur durch ein Mehr oder Weniger in Bezug auf die Aufnahme der Dach- und Hofwasser unterscheidet. Diese Zweckverminderung ist ohne gesundheitliche Bedenken, wenn weiträumige Bebauung besteht, bei der die Hofwasser nur in mäßigem Grade verunreinigt werden. Ob die Aufnahme erfolgen soll oder nicht, ob sie alsbald einzurichten, oder bis zu einem späteren Zeitpunkt aufzuschieben ist, sind Fragen von sehr vielseitigem Aussehen.

Besteht in der Stadt eine gut geordnete Abfuhrreinrichtung für den Inhalt von Tonnen, von Trockenklossetts oder Gruben, und findet der Dünger Absatz, ohne daß Belästigungen der Stadtbewohnerschaft oder der Bewohnerschaft der Umgegend damit verbunden ist, oder erhebliche Kosten entstehen, so liegt kein Grund vor, an dem Bestehenden zu rütteln. Vielmehr wird man den Zeitpunkt, wo sich für die Abholung des Klosettinhals, oder die Unterbringung desselben Schwierigkeiten oder zu hohe Kosten ergeben, abzuwarten haben, und erst danach mit Einführung von Wasserklossetts vorgehen. Ist von letzteren bereits eine Anzahl vorhanden, so mag man sie an die Kanalisationsanlage anschließen, weil dies in gesundheitlichem sowohl als wirtschaftlichem Interesse besser sein kann als das Bestehlassen nasser Gruben (§ 150 ff.) oder die unmittelbare erlaubte oder unerlaubte Einführung der Wasserklosettabgänge in offene Gewässer. Ob alsdann die weitere Einrichtung von Wasserklossetts erschwert oder verhindert, oder umgekehrt begünstigt werden soll, ist eine Frage, die teils nach kommunalpolitischen Erwägungen, teils nach der Beschaffenheit der Bevölkerung und den Ansprüchen, die sie erhebt, und zum Teil nach den Einrichtungen und Kosten, welche die Reinigung der Abwässer erfordert, endlich auch nach dem wirtschaftlichen und gesundheitlichen Wert, den die bestehenden anderweitigen Klosetteinrichtungen haben, entschieden werden muß.

Nach § 102 beträgt die Gesamtmenge des in den täglichen Absonderungen einer Person enthaltenen Stickstoffes 11,3 g, wovon auf die festen Absonderungen 15 % und auf den Harn 85 % entfallen. Nach anderen Ermittelungen handelt es sich nur um etwa 10 g und Teilung in 13 und 87 %. Von dem Stickstoff des Harns kommt in den Wasserklossetts überall nur ein Bruchteil zur Sammlung, da ein großer Teil dem Boden mittelbar oder unmittelbar einverleibt wird. Wie groß jener Bruchteil ist, hängt von der Bauweise der Stadt und der Wohnungen, von der Art der Bevölkerung, und von den Einrichtungen, die zur Sammlung bestehen, ab. Es mag sein, daß 66 % oder gar 75 % „verloren gehen“; andererseits ist es aber auch möglich, daß 66 % oder 75 % „gesammelt“ werden. Auch die festen Absonderungen, bezw. der darin enthaltene Stickstoff gelangen nur zu einem Teilbetrage zur Sammlung.

Durch die Verluste bezw. dadurch, daß die Klosettstoffe den Kanälen vorenthalten bleiben, wird einerseits der wirtschaftliche Wert der Abwasser vermindert, andererseits aber auch die Reinigung derselben erleichtert; letzteres Moment wird wohl immer das durchschlagende sein. Von Baumeister liegt ein Versuch vor*), die Verschiedenheiten rechnerisch zu bestimmen, welche die Abwasser einer Stadt aufweisen, je nachdem denselben die Klosettgänge zugeführt oder vorenthalten werden. Der Vergleich nimmt — zutreffend — den Trockengehalt der menschlichen Absonderungen als Grundlage und liefert das Ergebnis, daß der Trockengehalt der Abwasser durch Fernhaltung der menschlichen Absonderungen von denselben auf etwa die Hälfte herabgesetzt wird. Da letztere dann etwa 90 g pro Tag und Kopf betragen, erreicht (wie mit einer Anzahl Analysen belegt wird) der Trockengehalt in den Abwassern von Städten, welche Wasserklosets haben, etwa 180 g pro Tag und Kopf, und in Städten mit Abfuhr etwa 90 g. Daß diese Herabsetzung bei der Reinigung der Abwasser eine große Rolle spielen kann, ist sicher, und es liegt vielleicht darin die Erklärung für die That-sache, daß einzelne Städte ihre Abwasser mit einfachen Mitteln besser reinigen können, als andere mittels verwickelter Einrichtungen und umfassender Mittel. Man darf indessen auf diese Folgerung kein unbedingtes Vertrauen setzen, weil dem von Baumeister gefundenen Endergebnis die — nicht erfüllte — Voraussetzung zu Grunde liegt, daß die Gesamtmenge der menschlichen Absonderungen dem Abwasser zugeführt wird und nichts davon verloren geht. Weiter steht jene Folgerung im Zweifel, weil die Abwasser aus den gewerblichen Betrieben das Bild etwas verändern, und endlich sprechen noch mehrere andere Faktoren mit, auf welche hier nicht näher eingegangen zu werden braucht.

§ 295. Eine zweite Ausführungsform des Trennsystems schließt die Straßenwasser aus, bezw. nimmt dieselben nur in Gebietsteilen auf, in welchen sie sich weder selbst überlassen, noch an der Oberfläche frei abfließen können; Dach- und Hofwasser, sowie die häuslichen Abwasser, einschließlich der Abgänge aus Wasserklosets werden aufgenommen. Diese Ausführungsweise eignet sich gut für Städte, welchen ein offenes Gewässer fehlt, die aber dichte Bebauung, nicht zu großen Verkehr, auch gute Gefälle der Straßen haben, und einige Sorgfalt auf die Reinhal-tung der Straßen verwenden. Wenn später etwa infolge vergrößerten Verkehrs die unterirdische Ableitung der Straßenwasser notwendig ist, muß dafür ein besonderes Kanalnetz angelegt werden. Unter zutreffenden Verhältnissen angewendet, ist diese Ausführungsform vom gesundheitlichen und wirtschaftlichen Standpunkte einwandfrei.

§ 296. Muß, etwa wegen unzureichender Wassermenge, die Anlage von Wasserklosets unterbleiben, oder sieht man von der Aufnahme von Wasserklosettängen ab, um die Reinigungsaufgabe der Schmutzwasser zu erleichtern, oder sind Gruben-, Tonnen- oder Trockenklosettanlagen vorhanden, die man nicht aufgeben will, so entsteht eine gegen die vorige modifizierte Form, die in gesundheitlicher Hinsicht zwar weniger als jene leistet, immerhin noch befriedigen kann, auch gewisse Ersparungen an Anlage- und Betriebskosten mit sich bringt. Diese Ausführungsform wird die einzige berechtigte und mögliche in Städten sein, wo man den Inhalt der Leitungen — ausgenommen die Abgänge aus Wasserklosets — einem offenen Gewässer entweder ganz ungereinigt, oder nur von den Schwebestoffen befreit, übergeben kann. Wasserklosettanlagen werden am besten verboten, um die Anlage „nasser Gruben“ mit den davon unzertrennlichen gesundheitlichen Nachteilen zu verhindern.

*) Techn. Gemeindebl. 1899, Nr. 25.

§ 297. Bei der vierten Ausführungsform ist die unterirdische Ableitung auf die häuslichen Schmutzwasser, eingeschlossen die Abgänge aus Wasserklosetts, beschränkt; Straßen-, Hof- und Dachwasser werden oberirdisch abgeleitet. Bei nicht dichter Bebauung und nicht großem Straßenverkehr, namentlich aber bei hoher Lage der Stadt, die den raschen Abfluß des Oberflächenwassers zu einem in der Nähe befindlichen Gewässer erlaubt, ist diese Ausführungsweise gut begründet und vom gesundheitlichen sowohl als wirtschaftlichen Standpunkte aus günstig zu beurteilen. Den Verkehrsrücksichten ist vorläufig genügt; ändern sich dieselben, so kann man später unterirdische Ableitung des Straßen-, Dach- und Hofwassers hinzufügen.

§ 298. Die fünfte Form ist mit der eben besprochenen übereinstimmend, abgesehen davon, daß Abgänge aus Wasserklosetts nicht aufgenommen werden. Der Zustand ist mangelhaft, wird jedoch öfter als Anfangs- oder Uebergangseinrichtung auf so lange eingeführt, als noch keine ausreichende Wasserversorgung vorhanden ist, und der oberirdische Ablauf der Küchenwasser trotz ihrer nicht großen Menge zu Uebelständen geführt hat. Nach Einführung ausreichender Wasserversorgung pflegen Wasserklosetts in größerer Zahl Eingang zu finden, und dann die Schwierigkeiten bei der Unterbringung derselben sich bald so fühlbar zu machen, daß man zu der als vierte beschriebenen Form übergeht, wobei allerdings vorausgesetzt wird, daß das Kanalnetz so beschaffen ist, um auch den erhöhten Ansprüchen genügen zu können, oder daß entsprechende Ergänzungen ausgeführt werden. Die Anfangsform funktioniert gewöhnlich mangelhaft, weil die Schmutzwasser in zu geringer Verdünnung in die Kanäle gelangen und Abflußstockungen mit Ausbreitung von Schädlichkeiten an der Tagesordnung sind.

§ 299. Als eine Form des Trennsystems kann füglich auch diejenige bezeichnet werden, bei welcher nur Straßenwasser und Hofwasser aufgenommen, für Abführung der Klosettstoffe durch irgend ein einwandfreies Abflußsystem gesorgt wird. Diese Ausführungsform kommt wohl nur unter bestimmten, nicht alltäglichen Verhältnissen bei ganzen Städten, sonst aber nur unter Beschränkung auf gewisse Gebietsteile vor, in welchen oberirdische Entwässerung der Straßen nicht möglich, jedoch Trockenhaltung derselben in jeder Jahreszeit notwendig ist. In der Regel wird die Anlage aus einzelnen, unter sich nicht im Zusammenhang befindlichen Kanälen bestehen, die das Wasser auf kürzestem Wege an ein offenes Gewässer abgeben. Nur da, wo die Wasser stark verunreinigt sind, ist ein eigentliches Netz von Kanälen mit einem einzigen Auslaß notwendig, und es wird für das zusammengeführte Wasser auch eine Reinigungsanlage zu schaffen sein. — Anlagen dieser Art sind leicht der Gefahr des Missbrauchs durch den Anschluß von Küchen- und Klosettableitungen ausgesetzt; sie nützen im wesentlichen auch nur dem Verkehr, entsprechen durch den Ausschluß der Hofwasser gesundheitlichen Rücksichten nur wenig, mögen aber da noch eine Verbesserung im gesundheitlichen Sinne bedeuten, wo man sich des Dach- und Hofwassers nicht auf leichte Weise und ohne daß gesundheitliche Nachteile damit verbunden sind, entledigen kann, z. B. nicht durch Ableitung in offene kleine Gewässer oder Versenken in den Grund.

§ 300. Vereinzelt ist letzteres vorgeschlagen worden, und dazu z. B. an Straßenkreuzungen, oder an sonst geeigneten Stellen sogenannte absorbierende Brunnen anzulegen, d. h. eiserne Rohre (eventuell Thonrohre) mit durchlochter Wand zu genügender Tiefe hinab zu bringen. Zur Beseitigung von Dachwasser ist dies Mittel vielfach in Uebung. Als einwandfrei kann man dasselbe nur da halten, wo dadurch

nicht die Gefahr der Verunreinigung desjenigen Grundwassers entsteht, aus welchem Brunnen gespeist werden. Es ist also entweder vorausgesetzt, daß keine Hausbrunnen bestehen oder, daß das absorbierenden Brunnen zugeleitete Wasser in Tiefen gelangt, aus welchen die Hausbrunnen nicht mehr gespeist werden. Dies ist aber nur unter besonderen Lagerungsverhältnissen der Bodenschichten erreichbar, z. B. wenn die Hausbrunnen im oberen (1.) Grundwasser stehen und unter demselben eine undurchlässige Schicht sich findet, unter der ein anderes (2.) Grundwasser liegt, das mit dem oberen Grundwasser keinen Zusammenhang hat. Es sind auch andere Bodenverhältnisse und Zustände denkbar, bei welchen die Benutzung absorbierender Brunnen zulässig erscheint. Jedenfalls aber verknüpfen sich mit der Anlage solcher leicht Gefahren, die nicht unterschätzt werden dürfen, und die sorgfältigste Untersuchung der Bodenverhältnisse notwendig machen. Außerdem ist mit der Möglichkeit zu rechnen, daß die Folge der Zuführung von mit Sinkstoffen beladenem Wasser die Wandöffnungen der absorbierenden Brunnen verstopft werden, oder der Boden zeitweilig übersättigt wird und dann die Brunnen den erwarteten Dienst versagen. — Anstatt eigentlicher Brunnen sind auch tief hinabreichende lose Packungen aus größeren Steinen verwendbar.

Eine verwandte, zur leichten Beseitigung des Straßenwassers dienende Einrichtung — die vielleicht auch noch anderswo vorkommt — ist in dem englischen Städtchen Chiswick getroffen worden. Man hat dort mit den Straßensinkkästen, die in Abständen von nur etwa 30 m liegen, Sickerbassins von je etwa 3 cbm Inhalt unterirdisch angelegt, die gegen die Sinkkästen durch Wasserschluß abgesperrt sind. Wird in den Bassins ein gewisser Spiegelstand erreicht, so geben dieselben das Mehr an den Straßenkanal ab, mit welchem sie durch ein Zweigrohr verbunden sind. Die Straßenkanäle aus Tonrohr sind in der oberen Hälfte der Wand durchlocht, so daß sie bei Füllungszuständen, die über halbe Höhe hinausgehen, ebenfalls vom Inhalte austreten lassen.

Der Inhalt der Sickerbassins ist ausreichend, um die gesamte Regenmenge, welche ein Regen von 15 mm (in welcher Zeit?) ergibt, aufzunehmen, bezw. an den Grund abgeben zu können. Zur Aufnahme der Dachwasser sind Sickerbassins in der Nähe der Wohnhäuser angelegt. Der Grund der Stadt besteht aus grobem Kies, der nach längerer Trockenheit sehr aufnahmefähig ist, während in nasser Jahreszeit die Versenkung zuweilen lange Zeit in Anspruch nimmt. Der Uebelstand, daß aus den Kanälen dem Grundwasser Schmutzstoffe zugeführt werden, ist in Chiswick dadurch gemildert, daß zentrale Wasserversorgung besteht und in dem grobkörnigen, luftreichen Boden rasche Oxydation der Schmutzstoffe erfolgt*).

§ 301. Wie die Besprechung der verschiedenen Ausführungsformen des Trennsystems ergiebt, ist das für die Form desselben entscheidende Merkmal meist darin gegeben, ob Klosettstoffe aufgenommen oder ausgeschlossen werden. Dabei tritt die Frage heran, ob es einen wesentlichen Einfluß auf die Beschaffenheit der (Wasser-) Klosettabgänge übt, wenn diese in den Klosetts selbst desinfiziert werden? Derartige Einrichtungen bestehen vielfach, und es ist auch nicht in Abrede zu stellen, daß sie bei guter Ausführung und sorgsamer Bedienung einiges leisten. Ihre Hauptleistung besteht jedoch in der Vernichtung oder Zudeckung von Gerüchen, während die Desinfektionswirkung meist zweifelhaft sein wird (vergl. § 207). Auch daß die zur Selbstthätigkeit eingerichtete Spülung mit desinfizierenden Stoffen ihr Gutes hat, ist nur in dem Falle anzuerkennen, daß die Einrichtung sicher funktioniert. Ob dadurch aber ein wesentlicher Einfluß auf die Zusammensetzung der städtischen Abwasser in dem Sinne geübt wird, daß die Reinigung derselben erleichtert ist, dürfte zweifelhaft sein, und jedenfalls wird durch das Hinzukommen von Desinfektionsstoffen — weil sich darunter gewöhnlich größere Anteile von wirkungslosen Stoffen befinden — die Schlammmenge, bezw. der Trockengehalt der Abwasser vermehrt.

*) Hetherington. On the sewage flow of Chiswick. Exc. Min. of Proceed. of the Inst. of Civ. Engineers. London 1888.

§ 302. Es erübrigen noch einige Bemerkungen hinsichtlich der Abführung von Kondensationswasser und von Thermalwasser.

Müssen die abfließenden Wasser künstlich gehoben und gereinigt werden, so erfordert die Mitaufnahme des Kondensationswassers Kosten zu einem Betrage, der die Frage nahe legt, ob man sich derselben nicht durch besondere Leitungen entledigen soll? Zur sicheren Entscheidung derselben muß die an einer bestimmten Stelle vorkommende Jahresmenge von Kondensationswasser bekannt sein, muß man die Kosten der künstlichen Hebung und Reinigung kennen. Letztere Kosten sind zu kapitalisieren und denselben die Kosten der Anlage und dauernden Unterhaltung einer besonderen Leitung gegenüber zu stellen. Es kommt hauptsächlich auf die Länge dieser Leitung und auf die Jahresmenge des Kondensationswassers an, welches Verfahren in einem gegebenen Falle das vorteilhafteste ist. Die Entscheidung kann aber auch durch Nebenzwecke beeinflußt werden, z. B. den, das Kondensationswasser als Spülwasser zu benutzen und es für diesen Zweck mit Wasser aus den Becken und Abläufen von Strahl- bzw. Laufbrunnen gemeinsam zu leiten.

Ob Thermalwasser eine erwünschte Zugabe zu den Abwassern bildet oder nicht, kann nur im Einzelfalle entschieden werden, und hängt insbesondere davon ab, ob infolge der Beimischung von Thermalwasser schädliche Umbildungen in den Abwassern entstehen, ob die Thermalwasser größere Mengen von Sinkstoffen liefern, welche die Reinigung erschweren u. s. w. Für den Reinigungszweck wird die Mitaufnahme der Thermalwasser in der Regel ungünstig sein, wogegen die Reinhaltung der Kanäle gewinnt. —

§ 303. Lebhafter Verkehr in Straßen wird durch Anhäufungen von Schnee in denselben arg belästigt. Beim Hineintreten in die Schneemasse wird die Fußbekleidung durchnässt und stark abgekühlt; außerdem wirken bei einsetzenden höheren Temperaturen zu den Seiten des Fahrdammes abschmelzende Schneewälle stark abmindernd auf die Temperatur in der unmittelbaren Nähe und können auch dadurch Erkältungskrankheiten bei den Straßenpassanten hervorrufen. Endlich erzeugt der langsam abschmelzende Schnee die Bildung großer Schmutzmengen auf der Straßenoberfläche. Das allmäßliche Niederschlagen von Ruß auf den Schnee, welches denselben in kurzer Zeit beinahe schwarzgrau färben kann, ist, weil zu der genannten Verfärbung schon sehr geringe Mengen von Ruß genügen, von wenig gesundheitlichem Belang, beleidigt aber das Auge, und trägt auch zur Vermehrung der Schmutzmenge in gewissem Maße bei. Die rasche Beseitigung des Schnees von den Straßen ist deshalb eine gut begründete Forderung sowohl des Verkehrs, als der Gesundheitspflege.

In neuerer Zeit hat man dieselbe in einigen Städten durch Hineinwerfen des Schnees sowohl in offene Wasserläufe als in unterirdische Wasserläufe wenigstens teilweise bewirkt, und dies Verfahren scheint bei den großen Kosten, welche eine regelmäßige Abfuhr nach außerhalb der Stadt, oder auch künstliche Schmelzung in Oefen erfordert, an Verbreitung zuzunehmen. Doch ist dasselbe nicht überall gut anwendbar. Enge Rohrkanäle können nur sehr geringe Mengen Schnee aufnehmen; auch entsteht bei ihnen leicht die Gefahr der Stopfung, welche Veranlassung von Kellerüberschwemmungen und auch von Zerstörungen der Dichtungen der Rohrkanäle mit sich bringt, sofern sich ein Aufstau des Wassers von einiger Höhe bilden kann. Im allgemeinen werden daher nur Kanäle größeren Profils — gemauerte oder Betonkanäle — für Schneeeinwurf geeignet sein. Aber auch bei diesen ist, wenn größere Schneemassen aufgenommen werden sollen, Voraussetzung, daß die Kanäle etwas größeres Gefälle, als dasjenige, womit man sich in flachem Gelände meist

begnügen muß, haben, auch etwas größere Schmutzwassermenge führen, und daß die Mitführung der nicht sogleich schmelzenden Schneemassen, nicht auf Hindernisse, wie z. B. plötzliche Richtungsänderungen der Kanäle, Einsteigschächte, in das Kanalprofil hineinragende seitliche Anschlüsse, Stauvorrichtungen, die das Kanalprofil verengen u. s. w., trifft. Danach sind im allgemeinen die oberen Kanalstrecken für Schneeeinwurf wenig oder gar nicht geeignet und eigentlich nur die unteren Strecken brauchbar.

Anders, wenn für die Forträumung liegen gebliebener Schneemassen Spülwasser in ausreichender Menge zur Verfügung steht, oder wenn einiger Zufluß von Kondensationswasser aus Fabriken stattfindet; alsdann können auch die oberen Kanalstrecken für Schneeeinwurf wohl geeignet sein. Und es können diese Strecken auch durch besondere Einrichtungen, die man anbringt, für Schneeeinwurf geeignet gemacht werden. Solche Einrichtungen bestehen in sogenannten Schneekammern, d. h. mehr oder weniger großen Räumen zur Seite der Kanäle, durch die man am besten einen abgezweigten Schmutzwasserstrom, eventuell auch Kondensationswasser oder Grundwasser leitet, und die man entweder periodisch füllt oder laufend nachfüllt, wenn die Schmelzung mit einiger Raschheit vor sich geht. Es sollte bei Kanalisationsentwürfen auf die spätere mögliche Benutzung einzelner Teile oder Stellen zum Schneeeinwurf Rücksicht genommen werden; es wird jedenfalls oft möglich sein, die Anlage in einem Maße für diesen Zweck benutzungsfähig zu machen, ohne daß eine unzulässig hohe Vermehrung der Baukosten dadurch entsteht. Immer aber ist der unmittelbare Zusammenhang zu beachten, den die Vermehrung der abfließenden Wassermenge mit der Reinigungsaufgabe der Schmutzwasser hat. Und desgleichen ist zu beachten, daß durch die Zuführung großer Mengen von Schneewasser zu den Kanälen die Temperatur in denselben stark herabgesetzt wird, daß dies an einzelnen Stellen Frostgefahren hervorrufen, auch den Betrieb der Reinigungsanlage sehr erschweren kann. Desgleichen wird dadurch die Lüftung der Kanäle in ungünstigem Sinne beeinflußt.

Ueber den Einfluß, den das in manchen Städten übliche Verfahren, den Schnee durch Bestreuung mit Salz aufzutauen, auf die Kanäle ausüben kann, ist unter „Kanalbaumaterialien“ nachzulesen.

Oft und in verschiedenen Städten unternommene Versuche, den Schnee in Öfen zu schmelzen, scheinen bisher in wirtschaftlichem Sinne nicht befriedigt zu haben, wohl weil es schwierig ist, zu große Wärmeverluste zu vermeiden. Im höchsten Maße unwirtschaftlich ist das Verfahren über die Schneefläche fort eine Wärmequelle (Gasflammen u. s. w.) zu bewegen, obgleich dabei die zum Zusammenkehren und Einwerfen des Schnees erforderliche Handarbeit erspart wird.

In Klimaten mit geringem Schneefall werden im Straßengrunde zweckmäßig Cisternen mit ungedecktem Boden angelegt, in die man die Schneemassen hineinkehrt; sie bleiben sich selbst überlassen und sind bald geschmolzen. Anlagen dieser Art finden sich beispielsweise in Turin.

Wenn Städte an größeren offenen Gewässern liegen, ist es zu empfehlen, die Schneemassen in diese zu verbringen; die geringen Schmutzmengen, welche dem Wasserlauf damit zugeführt werden, sind ohne Bedeutung. Vorausgesetzt wird aber, daß das Gewässer nicht mit Stauwerken verbaut ist, auch nicht allzu leicht zufriert.

Das am meisten gebräuchliche Verfahren der Schneebeseitigung besteht in der Abfuhr desselben mit Wagen nach Stellen, die außerhalb der Bebauungsgrenze liegen. Die Abladestellen müssen aber gewisse Bedingungen erfüllen, wenn nicht durch die Anhäufung großer Massen auf engem Raume Schäden oder Gefahren verschiedener Art entstehen sollen.

§ 304. Die neben den Entwässerungsleitungen vorkommenden Abfuhrreinrichtungen kommen an dieser Stelle insoweit in Betracht, als es sich dabei um Anlagen handelt, die im Straßengrunde ausgeführt werden. Hierher gehört zunächst das vor etwa 30 Jahren aufgetauchte „System Liernur“, das außer den menschlichen Absonderungen auch gewisse geringe Spülwassermengen aufnimmt, um wirtschaftlicher betrieben werden zu können, aber auf die ausschließliche Fortführung der menschlichen Absonderungen beschränkt bleiben sollte. Denn die wirtschaftliche Begründung des Liernur-Systems hat den Absatz des Düngers an die Landwirtschaft und Gewinnung einigen Erlöses daraus zur Voraussetzung und die Möglichkeiten werden in demselben Maße geschränkt, als den Absonderungen Wasser zugemischt ist. (Ueber das Allgemeine des Systems vergl. § 272.)

Von Berlier ist eine dem Liernur-System ähnliche Einrichtung angegeben, die indessen nur ganz vereinzelt Anwendung gefunden hat. Näheres darüber kann unter anderem aus „Blasius-Büsing, Abfuhr und Kanalisation“ in Band II des Handbuchs der Hygiene von Weyl entnommen werden.

Während das System Liernur mit Unrecht bei den Trennsystemen angeführt zu werden pflegt, obwohl es lediglich die Zwecke eines Abfuhrsystems erfüllt, ist das System Shone, dessen Grundzüge in § 272 mitgeteilt sind, ein wirkliches Trennsystem, weil durch dasselbe außer Klosettstoffen auch Flüssigkeiten von jeder beliebigen Zusammensetzung fortgeschafft werden können.

Ein anderes Trennsystem führt den Namen nach seinem Erfinder, dem amerikanischen Ingenieur Waring, der dasselbe zuerst in der Stadt Memphis ausgeführt hat. Das System zeigt gegenüber den gewöhnlichen Kanalisationseinrichtungen nur sehr geringe Abweichungen, auf die an späterer Stelle des Buches einzugehen sein wird.

XV. Abschnitt.

Nebenzwecke bei Kanalisationssanlagen.

§ 305. Aus einer früheren Zeit hat sich in die neuere die Absicht einer Zweck-erweiterung der Kanalisation übertragen. Neben dem Hauptzweck: Reinhaltung von Luft, Boden und Wasser, soll Trockenlegung des Baugrundes, oder doch Senkung eines hoch liegenden Grundwasserspiegels erreicht werden.

Da zwischen Haupt- und Nebenzweck keine Verwandtschaft, sogar ein gewisser Gegensatz besteht, läßt sich schließen, daß es im allgemeinen nicht wohlgethan ist, beide Zwecke enger zu vereinigen, als dies zwanglos geschehen kann.

Um Grundwasser von außen aufzunehmen, müssen die Kanäle ins Grundwasser bis zu einer gewissen Tiefe eintauchen. Daß dadurch die Baukosten stark vermehrt werden können, und die Güte der Arbeit geschädigt werden kann, ist in § 230 besonders betont worden; man würde den Zweck durch Anlage einer Drainage oft wahrscheinlich billiger und besser erreichen als durch Verkoppelung mit dem Kanalisationswerk. Muß das abfließende Grundwasser in die Kanäle aufgenommen werden, so ergibt sich daraus vielleicht eine sehr bedeutende Vermehrung der Betriebskosten des Werkes und der Reinigungsanlagen, und wenn das Wasser künstlich zu heben ist, so kann die Mitaufnahme des Grundwassers kaum in Betracht kommen. Man sieht, daß die Fälle, in welchen man zur Trockenlegung des Bodens mit Kanalisationswerken etwas Wesentliches thun kann, selten sein werden.

Bei älteren Anlagen hat man zuweilen für den Eintritt des Wassers in der Kanalwand besondere Löcher ausgespart. Dies ist immer aus dem Grunde falsch, weil außer Eintritt von Grundwasser gelegentlich auch Austritt von Schmutzwasser stattfinden wird, es sei denn, daß die Löcher so hoch liegen, daß sie von dem Kanalwasserspiegel überhaupt nicht erreicht werden. Einwandfrei kann dagegen die Anordnung sein, daß man das Grundwasser nicht in die Kanäle selbst aufnimmt, sondern in die Einstiegeschäfte oder Regenkanäle in gesammelter Form einleitet. Letztere Anordnung ist jedenfalls die bessere, weil die Vermehrung der Kanalwassermenge unterbleibt, und auch die etwaige Gefahr, daß durch die Aufnahme des Grundwassers Kellerüberschwemmungen entstehen, beseitigt wird. Die Zuleitung von Grundwasser kann entweder in Drainröhren, oder in Thonröhren mit durchlochter Wand, oder auch in losen Packungen aus Steinen, Schotter oder grobem Kies geschehen *).

*) In Breslau hat man neben den betreffenden Kanalstrecken Drainstränge, die aus 0,6 m hohen Packungen aus Schlacke bestehen, eingelegt. Dieselben sind mit einer 0,3 m hohen Kieschicht überdeckt, welche ihrerseits mit einer 0,8 m hohen Sandschicht überschüttet worden ist.

Ist wegen Tiefenlage des Grundwasserspiegels die Einleitung in Regenkanäle unmöglich, so müssen die Drainleitungen oder -Packungen anderweitige Ausmündungen in offene Gewässer, oder, wenn die Schichtenbildung die Anwendung dieses Mittels erlaubt, in Sickerbrunnen einmünden, welche das Wasser an tiefer liegenden durchlässigen Grund abgeben.

Besondere Vorkehrungen für die Ableitung des Grundwassers sind notwendig, wenn das Wasser aus höher liegenden Geländeteilen auf undurchlässiger Schicht an die Kanäle gelangt, weil dadurch vielleicht Hinterspülungen entstehen.

§ 306. Auch ohne künstliche Vorrichtungen pflegt sich bei jeder Kanalisation selbstthätig eine gewisse Senkung des Grundwasserspiegels zu ergeben, und zwar ohne daß Grundwasser in die Kanäle aufgenommen wird, oder daß Drainleitungen oder -Packungen hergestellt werden. Die Erscheinung hat ihre Ursache einsteils in dem Gefälle der Kanäle und andernteils darin, daß die Hinterfüllung der Kanalwände sich kaum je wieder so fest lagert, als der ursprünglich vorhanden gewesene „gewachsene“ Boden. Durch die Aushebung der Baugrube und die Trockenhaltung derselben wird der Zug des Grundwassers zu derselben hingelenkt und sein Spiegel in der Nähe eventuell bis zur Sohle der Baugrube abgesenkt. Die Richtung wird infolge der Lockerheit der Hinterfüllung dauernd, und das Wasser bewegt sich hinter der Kanalwand dem tiefsten Punkte des Kanalnetzes zu.

Um diese Bewegung zu befördern, und gleichzeitig um die Trockenhaltung der Baugrube zu erleichtern, hat man vielfach besondere Sohlstücke zu den Kanälen angewendet, indem diese der Länge nach durchlocht wurden. Aneinander gereiht ergeben die Durchlochungen einen kleinen selbständigen Kanal, den man eventuell vor Erreichung des tiefsten Punktes im Kanalnetz abfängt, oder zu passenden Stellen hin ableitet. Die Sohlstücke werden entweder mit offenen Stoßfugen verlegt, oder sie erhalten kleine seitliche Zugänge. Man hat jedoch die Erfahrung gemacht, daß sich die Zugänge leicht mit Kiesstücken, Sand oder Schmutzteilen zusetzen, wenn dies nicht durch sorgfältige Umpackung mit einer zurückhaltenden Schicht sicher verhindert wird. Die Packung muß ähnlich wie ein gewöhnlicher Wasserfilter hergerichtet werden.

Die Sohlstücke können entweder durch Mauerung oder als Betonstücke hergestellt werden; ebenfalls kommen Sohlstücke aus gebranntem und glasiertem Thon vor. Letztere Art von Sohlstücken ist sehr kostspielig, und besitzt dabei geringere Haltbarkeit als die beiden erstgenannten Arten, die daher auch in häufigerem Gebrauch sind. Bei Betonkanälen, die in der Baugrube selbst hergestellt werden, kann man die Kanäle für das Grundwasser durch Einlegen eines Kerns seitlich in die Kanalsohle bequem mit einformen. Dasselbe Verfahren ist auch bei gemauerten Kanälen anwendbar, doch weniger bequem als bei Betonkanälen.

Auf mehr als das Einlegen von Sohlstücken mit Oeffnungen, bzw. bei stark wasserhaltigem Grunde, oder auf mehr als Einlegen von Drainagen hinter der Kanalwand darf man sich bei Kanalisationsanlagen nicht wohl einlassen, wenn man die Gefahr vermeiden will, daß der Nebenzweck höhere Ausgaben bedingt, als aufzuwenden sein werden, wenn man denselben von der Kanalisationsaufgabe losgelöst zur Durchführung bringt.

XVI. Abschnitt.

Allgemeine Anordnungen der Leitungen: „Systeme“.

§ 307. Man versteht in der Kanalisationstechnik unter „System“ eine gewisse Uebereinstimmung in Bezug auf die allgemeine Richtung, in welcher die Hauptzüge der Leitungen geführt werden. Man geht aber weiter und versteht unter „System“ auch noch die Zerlegung des ganzen Entwässerungsgebiets in eine kleine oder größere Zahl von Teilen, und die selbständige Behandlung jedes einzelnen Teiles in Bezug auf die Führung der Hauptkanäle. Hat jene erste Begriffserklärung noch einen gewissen Sinn, so fehlt derselbe bei der zweiten ganz. Nach beiden Unterscheidungen aber spricht man vom „Abfangsystem“, „Parallel-system“ und „Radialsystem“.

In einigen Lehrbüchern wird an einer einfachen Figur — gewöhnlich des Kreises — demonstriert, wie in demselben, um die kürzesten Kanallängen oder die günstigsten Gefälle, bzw. auch die am zweckmäßigsten gelegenen Stellen für Anschlüsse an offene Gewässer zu erhalten, die Hauptleitungen geführt werden müssen. Der Nutzen solcher Vorführungen ist gering, schon aus dem Grunde, daß die Form des Entwässerungsgebiets meistens unregelmäßig sein wird, mehr noch aber aus dem anderen, daß man bei der Wahl der Richtungen für die Hauptleitungen kaum jemals frei ist, sondern immer unter dem Zwange steht, mit denselben gewissen Straßenzügen, welche unabänderlich gegeben sind, zu folgen. Und auch wenn die Wahl unter mehreren Straßenzügen freisteht, übt die Oberflächengestalt des Geländes, oder die Notwendigkeit, mit den Hauptkanälen gewisse Gebietsteile oder Stellen zu berühren, einen so großen Zwang auf die allgemeine Anordnung des Kanalnetzes aus, daß von Durchführung eines von einfachen Figuren entlehnten Schemas, oder auch nur von einer gewissen Anlehnung an dasselbe nicht die Rede sein kann. Man hat daher jede Entwässerungsaufgabe so zu nehmen, wie sie sich in den natürlich gegebenen, oder künstlich geschaffenen Verhältnissen darbietet, und unbekümmert um Schemata oder Systeme dafür diejenige Lösung anzustreben, welche im wirtschaftlichen und gesundheitlichen Sinne nachweislich die zweckmäßigste ist.

Unbeschadet dieser Forderung aber kann man gewissen allgemeinen Gesichtspunkten bei der Festlegung der Grundzüge eines Entwässerungsprojektes folgen, die insbesondere aus der Oberflächengestalt des Geländes hergenommen sind, teilweise aber auch dem Zwecke entsprechen, Schädigungen der wirtschaftlichen und gesundheitlichen Interessen vorzubeugen.

Wenn das Entwässerungsgebiet nicht einen einheitlichen kommunalen Besitz
Busing, Städtereinigung. 2.

bildet, sondern sich aus mehreren in kommunaler Beziehung getrennten Teilen zusammensetzt, und es fraglich ist, ob der gegenwärtige kommunale Besitzstand dauernd erhalten bleibt, so sind zunächst die Vorzüge und Nachteile der Vereinigung zu einem einheitlichen Entwässerungsgebiet klar zu legen. Ist danach die Entscheidung im Sinne der Trennung gefallen, so sind die betreffenden Gebiets-teile gesondert zu behandeln, oder doch so, daß die Trennung zu einem späteren Zeitpunkte ohne Schwierigkeiten geschehen kann. Damit ist eine erstmalige Zerlegung des Entwässerungsgebiets gegeben, die alsdann unter Zugrundelegung der Oberflächengestalt, der Lage der Straßen und Wasserläufe, weiter geführt werden muß. Man faßt dabei gleichartige Stücke des Gebiets zu möglichst abgerundeten Teilen und mit einer Größe zusammen, daß für jeden ein Hauptsammler notwendig wird. Die Grenzen zwischen den einzelnen Teilen sind so zu legen, daß der Hauptsammler möglichst geringe Länge und gutes Gefälle erhält. Bei der Einteilung sind ferner etwaige Verschiedenheiten in den Zeitpunkten, zu welchen die Entwässerung in den einzelnen Gebieten ausgeführt wird, die zu erwartende Ausdehnung der Bebauung u. s. w. zu berücksichtigen. Ueber die schickliche Flächengröße der so festgestellten Gebiete läßt sich nichts sagen, weil dafür vor allem die Oberflächengestalt des Geländes bestimmend ist.

Ein Beispiel für die Einteilung eines größeren Stadtgebietes bietet die von Gruner für die Entwässerung der Stadt Mülhausen i. E. durchgeführte (siehe die nebenstehende Tafel mit Fig. 55), bei welcher das gesamte Stadtgebiet von rund 1000 ha Größe in 18 Einzelgebiete zerlegt worden ist, zwischen welchen sich noch einige „Ausschlüsse“ finden. Gestalt und Größe der Gebiete ergab sich hier teils aus der Lage der offenen Gewässer, teils aus den Verschiedenheiten der Bebauung und dem Wechsel in der Art der Bevölkerung. Die Größe der einzelnen Entwässerungsgebiete wechselt zwischen den Grenzen von etwa $3\frac{1}{2}$ bis fast 300 ha. Die meisten Gebiete haben zwischen 30 und 60 ha Größe. Im allgemeinen ist die Teilung fein durchgeführt, wodurch die Ausführung kostspielig wird. Der bestimmende Grund dafür ist der, daß in einzelnen Gebietsteilen sehr große Mengen von Fabrikwasser aufzunehmen sind, daß die Regenwasser in den Iltis gehen sollen, die Fabrik- und häuslichen Schmutzwasser dagegen an einem stadtabwärts liegenden Punkte zu sammeln sind, wo eine Reinigungsanlage eingerichtet werden muß. Indem nicht alle Gebietsteile einen besonderen Hauptkanal bis zur Sammelstelle hin erhalten haben, sondern in einen gemeinsamen Kanal entwässern, ermäßigt sich die Zahl der Hauptkanäle, welche mehr als 1 m Weite erhalten, auf 5. Die berechnete sekundliche Abflußmenge ist 18,29 cbm Regenwasser (18,29 Sekundenliter), 0,42 cbm Hauswasser (0,42 Sekundenliter = 2,30 % des Regenabflusses), 1,66 cbm Fabrikwasser, im ganzen also 20,37 cbm. Die Berechnung der Regenwassermenge und der Abmessungen der Kanäle ist nach dem früher meist üblichen — nicht rationellen — Verfahren erfolgt*). —

Das in die Schwemmkanalisation von Spandau vorläufig einbezogene Gebiet ist 364 ha groß und für den Entwässerungszweck in 8 Einzelgebiete zerlegt, die zum Teil noch weiter zerlegt worden sind (vergl. den weiterhin mitgeteilten Plan). Die Durchschnittsgröße der Gebiete ist etwa 36 ha, die geringste vorkommende Gebietsgröße 11, die größte 98 ha. 3 Gebiete haben weniger als 20 ha, 3 andere zwischen 20 und 30 ha, und 2 zwischen 30 und 40 ha Ausdehnung. Die Teilung ist eine sehr feine; veranlaßt wurde dieselbe teils durch zerrissene Form des Entwässerungsgebiets, teils durch die sehr flache Lage desselben, und endlich durch die Bestimmungen über die Anschlußstellen der Regenüberfälle an die die Stadt durchfließende Havel. Der sekundliche Regenabfluß ist zu 17 Sekundenliter (entsprechend einer minutlichen Regenhöhe von 0,102 mm) angenommen, die Hauswassermenge zu 0,961 Sekundenliter, welche Menge 5,65 % des Regenabflusses ausmacht. Dieser hohe Satz wird erreicht, weil die Stadt viele industrielle Betriebe hat.

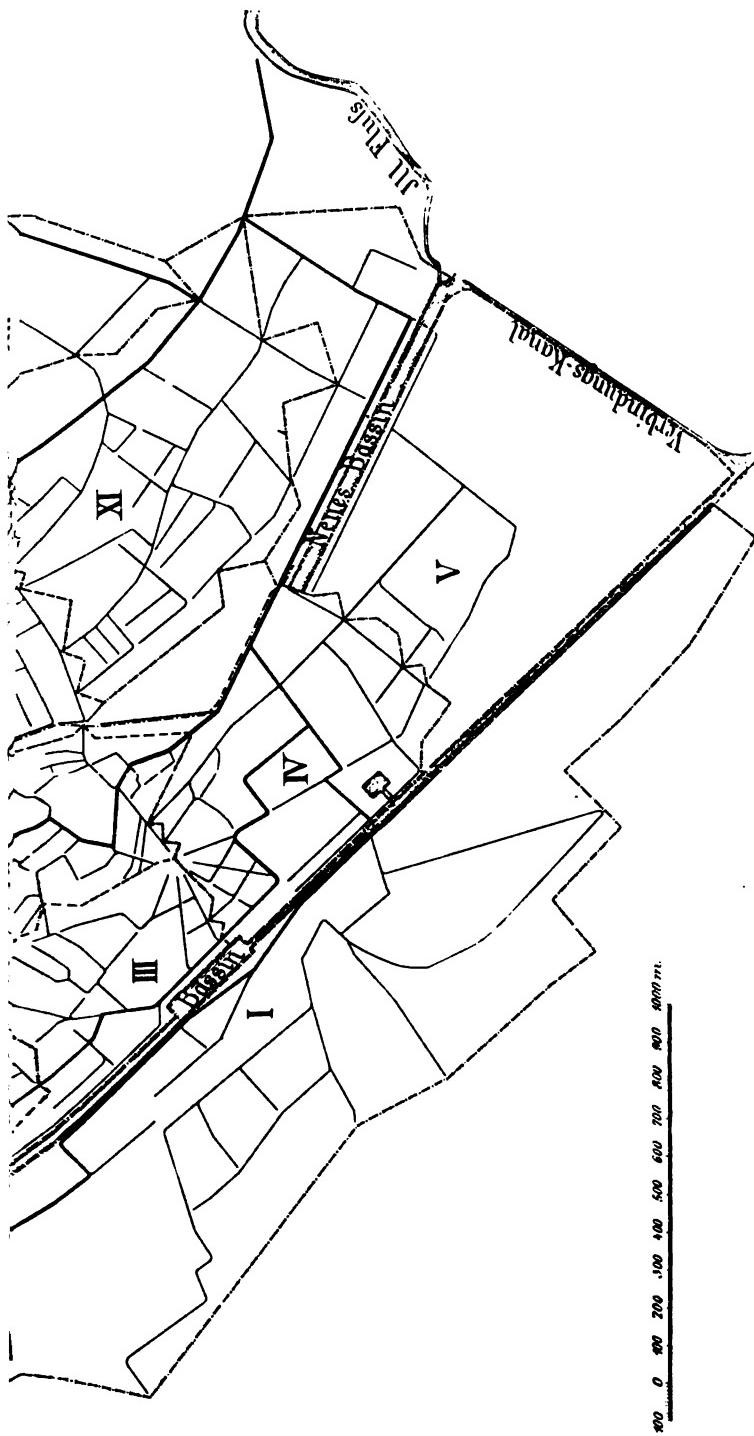
§ 308. Erst wenn über die Einteilung des Gebiets entschieden ist, treten gewisse Gesichtspunkte, nach welchen die Anordnung (Richtung) der Hauptkanäle zu treffen ist, in ihr Recht. Bei den älteren, jedoch der neueren Zeit entstammenden Kanalisationsanlagen, damals als es eine „Flußverunreinigungsfrage“ noch nicht gab,

*) Vergl.: Gruner. Die Kanalisation der Stadt Mülhausen. Sonderabdruck aus dem Jahresbericht 1898 der „Industriellen Gesellschaft“. Verlag des Verkehrsbüros. Mülhausen i. E.

Zu S. 488.

Fig. 55.





Einteilung der Entwässerung der Stadt Mühlhausen i. E. in Einzelgebiete.

(Ing.: Gruner.)

führte man die Kanäle mit möglichst senkrechter Richtung, d. h. auf kürzestem Wege einem offenen Gewässer zu; das bekannteste, größte Beispiel dieser Art bietet die ursprüngliche Entwässerung von London. Da aber schon in einer kurzen Reihe von Jahren die Einrichtung schlimme Verunreinigungen der Themse und Gesundheitsschädigungen der Bewohnerschaft der Gegenden nahe dem Flussufer hervorrief, schritt man (1853) zu einer wesentlichen Abänderung, indem man die offene Verbindung der Kanäle mit dem Flusse durch einen Abfangkanal (Intercepting Sewer) unterbrach, der bis weit (etwa 30 km) stromabwärts geführt wurde, und erst hier in den Fluss einmündete, jedoch auch nur während der Zeit des Ebbestromlaufs unmittelbar. Die zwischen dem Abfangkanal und dem Flussufer liegenden abgeschnittenen Kanalstücke wurden möglichst beibehalten, um als Regenüberfälle — Notauslässe — weiter benutzt zu werden.

Nach der Londoner Ausführung hat diejenige Anordnung der Hauptkanäle, bei welcher dieselben so viel als möglich senkrecht zum Flussufer geführt, hier aber abgefangen werden, um den Ausgang erst an einer abwärts liegenden Uferstelle zu finden, den Namen Abfangsystem erhalten.

In neuerer Zeit ist nach diesem System die Entwässerung der Altstadt Köln ausgeführt worden. Einen Vorzug besitzt das System in der geringen Länge der Hauptkanäle nur dann, wenn der Abfangkanal nicht zu große Länge erreicht. Das Wasser gelangt rasch zu den unteren Enden der Hauptsammler, richtet hier unter Umständen aber auch leicht Überschwemmungen an. Finden größere Erweiterungen der Stadt an der dem Flusse abgekehrten Grenze statt, so müssen neue Hauptkanäle angelegt und vielleicht quer durch die Altstadt geführt werden, was seine Schwierigkeiten haben kann.

§ 309. Legt man statt eines Abfangkanals in der Nähe des Flussufers mehrere, dem Fluss in verschiedenen Höhenlagen parallel laufende an, und führt an sie die aus dem höher liegenden Gebietsteil kommenden Nebensammler heran, so entsteht das sogenannte Parallelsystem. Bei demselben werden die unteren Enden der Hauptkanäle an einem passend gelegenen Punkte außerhalb der Stadt zusammengeführt. Bei mehr breiter als steiler Form der Thalhänge unterscheidet man nach der Höhenlage in einem und demselben Entwässerungsgebiet mehrere Parallelsysteme. Bekannte größere Beispiele bieten Frankfurt a. M., München, Stuttgart. Eine eigenartige Gestalt hat das Parallelsystem in Szegedin angenommen, indem die einzelnen Systeme nicht parallel der Theiß gehen, sondern Ringform haben und mit beiden Enden an das Flussufer anschließen. Ein Vorzug des Parallelsystems kann es sein, daß die Schmutzwasser an einem Punkte gesammelt werden, und daß dieser Punkt flussabwärts außerhalb der Stadtgrenzen liegt. Wenn aber die Stadt von besonderer Größe ist, kann diese Konzentration auch zu unüberwindlichen Schwierigkeiten mit Bezug auf die Reinigung der Abwasser und Vermeidung von Flussverunreinigung führen. Hierzu ist auf das Beispiel Berlins zu verweisen, für welches das in den 60er Jahren (von Wiebe) aufgestellte Projekt Entwässerung nach dem Parallelsystem vorsah, welches (von Hobrecht) durch das hier ungleich zweckmäßiger, vielleicht einzige mögliche sogenannte Radialsystem ersetzt wurde. Wenn an den, dem Flusse abgekehrten Seiten der Stadt Erweiterungen stattfinden, kann die Entwässerung derselben meist ohne Berührung älterer Stadtteile und ihrer Entwässerungsanlagen bewirkt werden. Die unteren, dem Flussufer nahe liegenden Stadtteile bleiben von Zuführung von Wasser aus den oberen Stadtteilen verschont. Endlich: man kann, indem man zwischen dem Hauptkanal eines oberen und dem eines unteren Systems, oder zwischen je zwei anderen Kanälen zweier Systeme von ungleicher Höhe sperrbare Verbindungen herstellt, das

Wasser aus den höher liegenden Kanälen zur Spülung der tiefer liegenden nutzbar machen; letzterer Vorzug ist jedoch von nur geringer Bedeutung.

Während in der Anwendung des Abfangsystems eine gewisse Freiheit besteht, ist das Parallelsystem, wie man sieht, nur für Städte mit ausgesprochener Thalrinne anwendbar, hier aber auch im Vorzuge vor dem Abfangsystem.

§ 310. Die Bezeichnung als Radialsystem erscheint nur zutreffend, wenn die einzelnen Teile, in welche das Entwässerungsgebiet zerlegt wird, annähernd die Form von Kreissektoren haben. Bei der Zerlegung des Berliner Stadtgebiets in ursprünglich 7 Radialsysteme — der erste Fall, von welchem diese Einteilung den Namen erhalten hat — ist jedoch diese Form bis zur Unerkennbarkeit verwischt, da sich die Teilstücke bis zur Weichbildsgrenze nicht nur neben-, sondern auch hintereinander legen. Hier haben die 12 Radialsysteme, in welche das ganze Stadtgebiet von etwa 6500 ha Größe aufgeteilt ist, die Durchschnittsgröße von etwa 550 ha mit den Grenzwerten von 273 und 797 ha erreicht, daher einzeln wie allesamt Gebietsgrößen, die bei dichter Bebauung die Bevölkerungszahl von Großstädten aufnehmen können. Nur wenn besondere Regelmäßigkeit in der Oberflächengestalt des Stadtgebiets besteht, kann man sich der Sektorenform einigermaßen nähern, aber kaum je, wenn das Gebiet von einem schärfer ausgesprochenen Thal durchquert wird. Gewisse Vorteile der Zerlegung in solche Formen sind nur bei ebener Gestalt des Geländes verwirklichungsfähig; und — wie leicht einzusehen — in besonderem Maße, wenn das Gelände von der Mitte aus nach allen Seiten hin abfällt. Andere Vorteile verbleiben der Einteilung auch bei sonstiger Gestalt. Dahin gehört es, daß man in Bezug auf die Zahl und die Lage derjenigen Stellen, zu welchen die Abwasser geführt, wo sie gesammelt, gereinigt, bezw. von wo aus sie den Stellen, an welchen die Reinigung auszuführen ist, zugeleitet werden, völlig frei ist, man daher der Abhängigkeit von preistreiberischen Grundstücksspekulationen und sogar Verlegenheiten leicht aus dem Wege gehen kann. Ferner entfallen Schwierigkeiten für die Entwässerung bei Erweiterungen der Stadtgrenzen, da man aus hinzutretenden Teilen neue Radialsysteme bilden kann, welche Bestehendes in keiner Weise zu beeinflussen brauchen. Es gehört ferner hierher, daß man jedes System seiner Eigenart entsprechend behandeln, d. h. in dem einen Schwemmsystem, in dem anderen Trennsystem mit den verschiedenen möglichen Abwandlungen, die im Abschnitt XIV besprochen worden sind, durchführen kann. Endlich: jedes Radialsystem ist seiner Größe und Gestalt nach unabänderlich festgelegt, und es kann deshalb die daraus erfolgende Abflußmenge, die darin aufnehmbare Bevölkerungszahl u. s. w. zum voraus mit genügender Annäherung ermittelt werden. Es sind dadurch die zur Bestimmung der Profilgrößen und Profilformen nötigen Unterlagen bestimmt gegeben, und es können dieselben daher dem Bedürfnis enger angepaßt werden, als in Fällen, in welchen man zukünftige Änderungen, über die noch nichts Genaues bekannt ist, zu berücksichtigen hat. Aber wenn die Zerlegung des Entwässerungsgebietes in Teile auch insofern vorteilhaft ist, so ersieht sich doch, daß dieser Vorteil durch gewisse Schwierigkeiten, die sich der passenden Einteilung durch die Form des Geländes und die Gestalt der Oberfläche, oder durch sonstige Umstände vielleicht entgegensemsetzen, leicht wett gemacht wird. Von gewissen Mängeln, die dem Radialsystem anhaften, sei nur der erwähnt, daß Anlage- sowohl als Betriebskosten Erhöhungen erfahren, weil bei den Baukosten ein gewisses Plus in der Profilgröße sich so oft wiederholt, als Radialsysteme vorhanden sind, auch die Zahl der Hauptsammler, Regenkanäle und Notauslässe sich erhöht. Im Betriebe und der Unterhaltung spielen schon diese Vermehrungen eine Rolle; mehr aber fällt die Erhöhung der sogenannten allgemeinen Kosten ins Gewicht, welche durch Aufstellung des für jedes der

Radialsysteme erfordern besonderen Personals an Arbeitern, Aufsehern, Betriebsleitern und sogenannten gelernten Arbeitern entsteht. Und die Erhöhungen dieser Art wiegen um so schwerer, je geringer die Flächengröße der einzelnen Radialsysteme ist.

Im allgemeinen darf gesagt werden, daß die Zerlegung in Radialsysteme nur für sehr große Stadtgebiete in Frage kommen kann, daß sie bei solchen sich wirtschaftlich um so günstiger stellt, je weniger bewegt die Oberflächengestalt ist, und um so ungünstiger, je unregelmäßiger Oberflächengestalt und Form des Gebietes sind, desgleichen je kleiner die einzelnen Systeme ausfallen. Eine allgemein günstige Einwirkung auf die Bau- und Betriebskosten einer Entwässerungsanlage darf von der Zerlegung in Radialsysteme daher nicht erwartet werden.

XVII. Abschnitt.

Eingehendere Vorarbeiten und Vorbereitungen zur Bauausführung; Bearbeitung der Pläne und Einzelentwürfe.

1. Kapitel.

Aeußere Beschaffenheit und Maßstab der Pläne und Entwürfe.

§ 311. Die Pläne zu Entwässerungsanlagen, speziell zu den Leitungen, müssen nach Maßstäben hergestellt werden, welche alle wichtigeren Einzelheiten, wie z. B. ob eine Leitungsstrecke aus eigentlichen Kanälen oder aus Rohrkanälen besteht, welche Gebietsteile in das Leitungsstück entwässern, ferner die Lage der Einsteigschächte, die Richtung, welche das Wasser verfolgt, erkennen lassen. Im wesentlichen handelt es sich also in diesen Plänen um die Darstellung von Gegenständen, welche an der Oberfläche des Geländes nicht sichtbar sind, und welche nur der allgemeinen Orientierung über die Anordnung der Entwässerung dienen sollen. Für diesen Zweck genügt der Maßstab von $\frac{1}{6000} - \frac{1}{3000}$. Werden weitergehende Anforderungen gestellt, soll z. B. auch die Lage der Grundstücksanschlüsse erkennbar sein, die Lage der Gullies und Lampenlöcher genau angegeben werden, verlangt man, daß den Plänen die wichtigeren Maße, wie z. B. die Entfernnungen der Schächte, die Rohrweiten und anderes eingeschrieben werden, so ist als Maßstab der Pläne $\frac{1}{1500} - \frac{1}{500}$ erforderlich. Ist mit den Gefällen sehr sorgfältig umzugehen, weil dieselben knapp sind, und handelt es sich darum, an bestimmten Stellen des Kanalnetzes die größte Genauigkeit einzuhalten, so müssen Längenprofilzeichnungen von den Kanälen hinzutreten. Als Längenmaßstab genügt für diese $\frac{1}{4000} - \frac{1}{2000}$; für die Höhen ist ein 20—10mal größerer Maßstab notwendig. Zu den Entwurfszeichnungen von Kanalprofilen, Schächten, gemauerten Gullies, Deckeln u. s. w. eignet sich der Maßstab $\frac{1}{75} - \frac{1}{25}$ am besten, für Details $\frac{1}{25} - \frac{1}{10}$. Für Eisenteile, die bei derartigen Gegenständen vorkommen, wird der Maßstab $\frac{1}{10} - \frac{1}{5}$ benutzt. Zu Hochbau-entwürfen verwendet man passend: für die Situation $\frac{1}{1000}$, für Grundrisszeichnungen $\frac{1}{200}$, für Querschnitte und Außenansichten $\frac{1}{100}$, für Einzelheiten $\frac{1}{50} - \frac{1}{25}$.

Zu den Zeichnungen von Eisenkonstruktionen des Hochbaues ist der Maßstab $\frac{1}{100}$ und für Einzelheiten $\frac{1}{25} - \frac{1}{10}$ genügend. Darstellungen von Maschinenkonstruktionen bedürfen den Maßstab $\frac{1}{40} - \frac{1}{20}$, zu den Details $\frac{1}{10} - \frac{1}{5}$. Im übrigen spielen bei der Wahl der Maßstäbe Größe und Gestalt des darzustellenden Gegenstandes eine so bedeutende Rolle, daß es nicht thunlich ist, genauere Zahlen dafür als die oben mitgeteilten anzugeben.

Die äußere Behandlung der Zeichnungen ist Sache des Beliebens bezw. des stillschweigenden oder ausgesprochenen Uebereinkommens. Dies gilt auch mit Bezug auf die für gewisse Teile zu benutzenden Bezeichnungen (Signaturen), für welche jedes größere Bureau hergebrachten oder neu aufgestellten Regeln folgt.

Als Beispiele für die äußere Behandlung von Plänen werden umstehend in den Fig. 56—58 Abbildungen mitgeteilt, welche Teilstücke von Plänen zur Kanalisation von Potsdam darstellen. Die im Lageplan den Baublöcken eingeschriebenen Zahlen geben die Flächengrößen bezw. die von denselben abfließenden Wassermengen an; übrigens sind die angewendeten Signaturen beigedruckt.

2. Kapitel.

Erdarbeiten und Hilfseinrichtungen dazu.

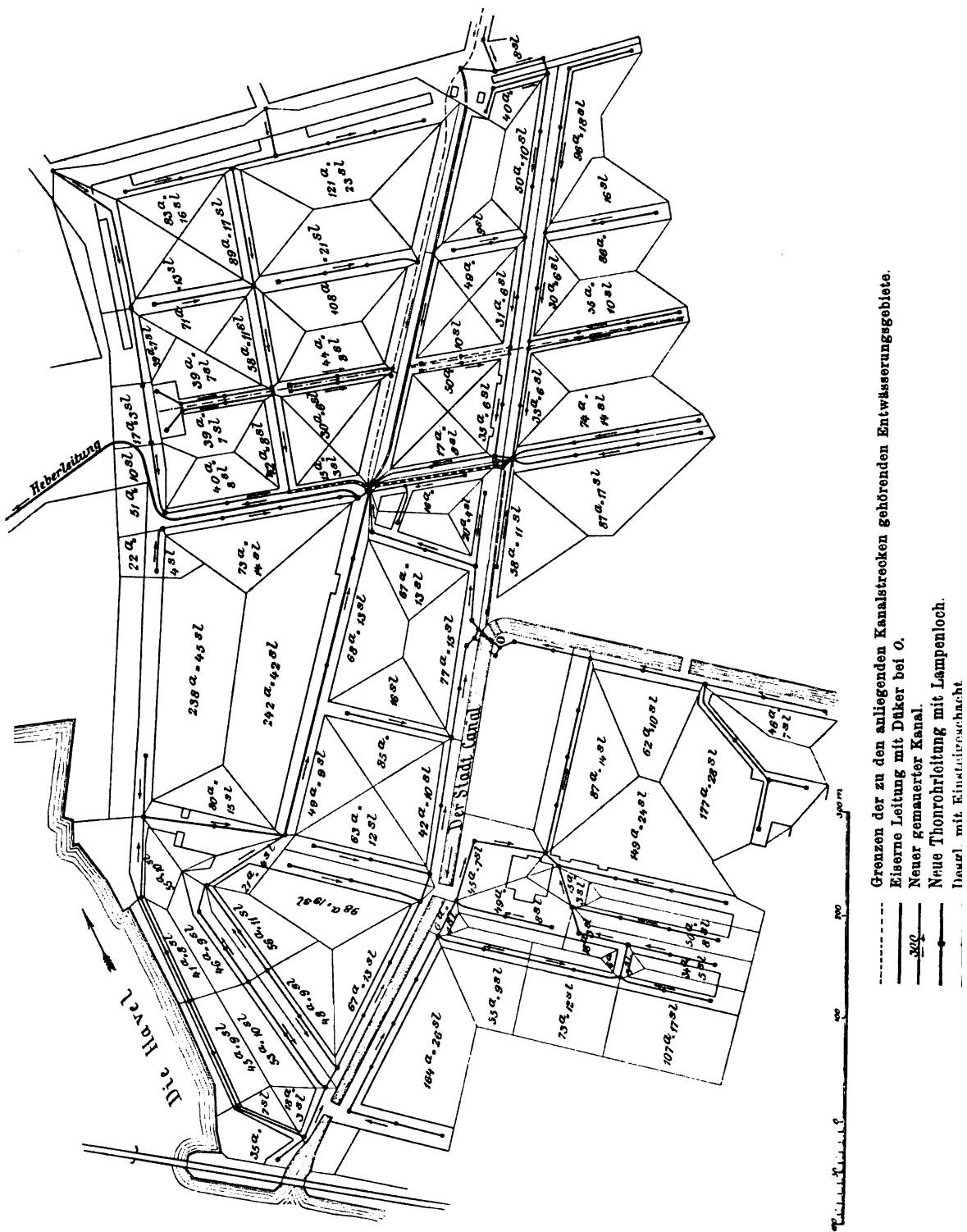
§ 312. Da eine große Zahl von Einzelheiten bei einer Entwässerungsanlage mehrfach wiederkehrt, sich entweder genau oder mit leichten Abwandlungen wiederholt, so empfiehlt es sich, für derartige Teile sogenannte Normalentwürfe aufzustellen.

In erster Linie ist es die Ausführung der Erdarbeiten (Aushebung der Baugruben), die hierzu Veranlassung giebt. Die Baugrubenweite darf nicht über das Allernotwendigste ausgedehnt werden, hängt aber nicht nur von der Profilgröße der Kanäle, sondern auch von der Bodenbeschaffenheit und den Verkehrsverhältnissen der Straße ab. In der Baugrubentiefe darf schon mit Rücksicht auf sichere Einbettung der Kanäle nicht über das Notwendige hinausgegangen werden. Da der Straßengrund vielfach aus aufgeschüttetem und gemischtem Boden bestehen wird, der bei Erschütterungen nicht „steht“, sind meist Absteifungen der Baugrubenwände notwendig; auch für diese Absteifungen bedarf man Normalentwürfe.

Grundsätzlich sind an Baugrubenabsteifungen folgende Anforderungen zu stellen:

1. Gewährung von Sicherheit für die in und an den Baugrubenrändern beschäftigten Arbeiter.
2. Geringer Holzbedarf, teils wegen Verminderung der Beschaffungs- und Zurichtungskosten, noch mehr aber um die freie Bewegung in der Baugrube nicht mehr als durchaus notwendig zu behindern.
3. Entstehung von geringem „Verschnitt“ beim Zusammenpassen und Einbringen der Versteifung.
4. Handlichkeit der einzelnen Teile, um sie leicht einbringen und wieder fortnehmen zu können.
5. Die Absteifung muß sich ohne Erschütterungen des Bodens, die das Nachstürzen der Erdwände zur Folge haben könnten, wieder beseitigen lassen.

Fig. 56.



- Alter Pemauerter Kanal.
- Alte Thonrohrleitung.

Fig. 57.

Charlottenstr. südl. Seite Waisenstr.
ostl. Seite.

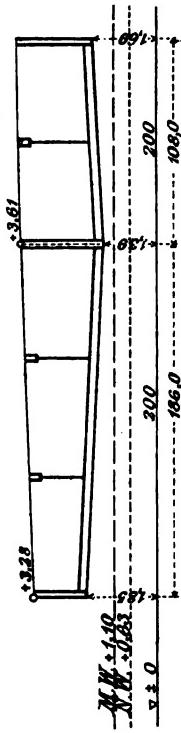
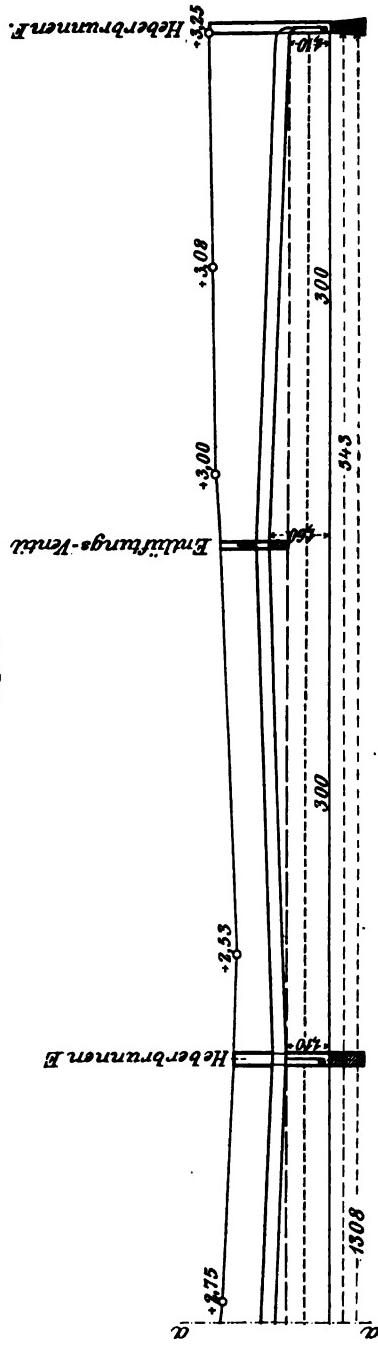


Fig. 58.



Von der Kanalisation der Stadt Potsdam.
(Stadtbaudrat Vogt d.t.)

6. Damit die einzelnen Gattungen der gebrauchten Hölzer sich gegenseitig vertreten können, darf die Anzahl der Gattungen nur klein, bzw. die Verschiedenheit unter denselben nur gering sein.

Man kann bei Absteifungen von Erdwänden wagrechte und senkrechte Anordnung der Bretter (oder Bohlen), die den Erddruck unmittelbar aufnehmen, unterscheiden.

Die wagrechte Anordnung eignet sich mehr für flache und im Trockenen herzustellende Baugruben von einiger Weite, und weniger gut für enge Baugruben,

Fig. 59



Fig. 61

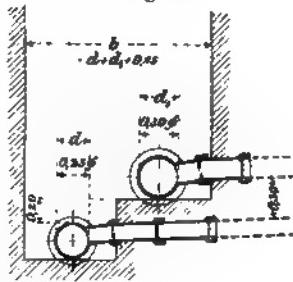


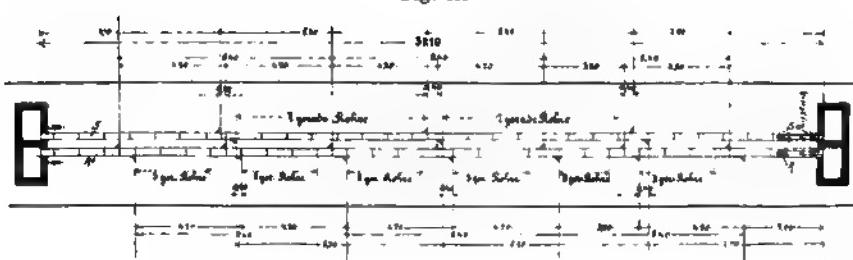
Fig. 60



Fig. 62.



Fig. 63.



da sie in diesen viele den Raum beengende Quersteifen erfordert. Da man mit den Schalhölzern nicht an bestimmte Längen und Stärken gebunden ist, da die Absteifung auch leicht eingebbracht und wieder fortgenommen werden kann, ist sie im allgemeinen nicht kostspielig.

Die senkrechte Stellung der Schalbretter oder Bohlen erfordert im allgemeinen stärkere Hölzer, auch mehr Arbeit zum Einbringen und Wiederfortnehmen; sie ist daher die kostspieligere. Dagegen lässt sie sich nach unten hin bequem fortführen, verengt den freien Raum der Baugrube nur wenig und leistet gegen seitlichen

Wasserandrang und damit verbundene Gefahren des Nachstürzens viel mehr als die wagrechte Anordnung. Für Baugruben in feuchtem und lockerem Boden, auch für solche von größerer Grundfläche bei nicht großer Länge, ist daher die senkrechte Anordnung immer im Vorzuge vor der wagrechten.

Als Beispiele zu Normalien für die Aushebung der Baugruben in gut stehendem Boden, gleichzeitig aber als Vorbilder für Darstellungen, aus welchen die Frage der Abzweige für den Fall zu entnehmen ist, daß die Grundstückanschlüsse nicht sogleich, sondern erst später erfolgen, werden hier die bei Ausführung des Trennsystems in Barmen von Vespermann entworfenen, Fig. 59—63, mitgeteilt und, anschließend daran, die Schemata zu Berechnungen der Baugrubenbreite für die verschiedenen Weiten (Durchmesser) der Kanäle, ferner zur Eintragung des Bedarfs an Rohrmaterial bei den Abzweigen und endlich zur Eintragung der Höhenlage der Abzweige. Die Lage der letzteren im Grundriss ist in eine besondere Zeichnung einzutragen. Bei allen auf die Abzweige bezüglichen Angaben ist peinliche Genauigkeit notwendig, um bei den später erfolgenden Grundstückanschlüssen, sei es über die Stelle, an welcher der Abzweig liegt, sei es über das Gefälle, das für die Anschlußleitung zur Verfügung steht, im klaren zu sein.

Schema 1: Baugrubenbreiten.

Regenrohr, Durchm. cm	Schmutzwasserrohr, Durchm. cm							Rohrverbrauch	
	25	30	35	40	45	50	55	Bogen 45°	Paßstück
30	1,40	1,45	—	—	—	—	—	1	S 40 oder 50
35	1,45	1,50	1,55	—	—	—	—	1	—
40	1,50	1,55	1,60	1,65	—	—	—	1	S 50
45	1,55	1,60	1,65	1,70	1,75	—	—	1	—
50	1,60	1,65	1,70	1,75	1,80	1,85	—	1	—
55	1,65	1,70	1,75	1,80	1,85	1,90	1,95	1	—

Schema 2: Höhenlage der Abzweige.

Thonrohr: Profil cm	Schmutzwasserkanal, Abzweig 12,5 cm		Regenwasserkanal, Abzweig 15 cm		
	a. cm	b. cm	a. cm	b. cm	c. cm
20	4,3	3,2	—	—	—
25	8	4	3	4	—
30	14	5	8	5	5
35	18	6	14	4	5
40	21	9	15	3	8
45	27	10	19	4	10
50	30	12	20	5	15
55	—	—	—	—	20

In dem Schema 2 bezeichnet a die Höhe von Rohrsohle bis zum tiefsten Punkt der Sohle des Abzweigs, b die (mit der Rohrweite wechselnde) Höhe von hier bis zum höchsten Punkt der Sohle des Abzweigs, also b das absolute Gefälle, mit welchem der Abzweig verlegt werden soll, und die Summe $a + b$ dasjenige Stück, um welches der höchste Punkt der Sohle des Abzweigs über der Kanalsohle liegt. Daher kann aus dem Schema 2 die Höhenlage des Abzweigs unmittelbar entnommen werden, wenn die Höhenlage der Kanalsohle an dieser Stelle bekannt ist.

§ 313. Ist es nach der Bodenbeschaffenheit u. s. w. möglich und nach der Form der Kanäle zulässig, die Wände der Baugrube mit einiger Böschung herzustellen, so mag es unnötig sein, die ganze Fläche der Erdwände einzuschalen; vielmehr dürfte

Fig. 65*).

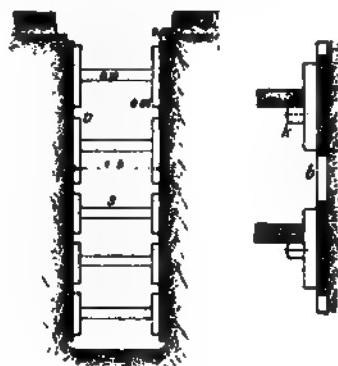


Fig. 64*).

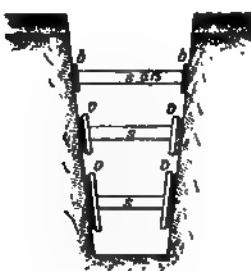


Fig. 66*).

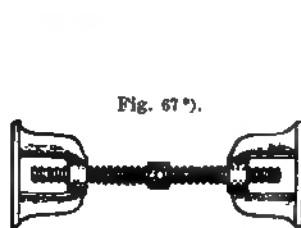
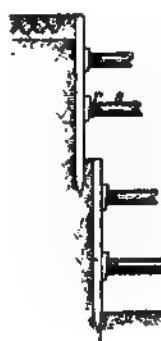


Fig. 67*).



Schalung mit Unterbrechungen, Fig. 64, genügen. Was dabei an Schalbrettern weniger gebraucht wird, fällt aber vielleicht nicht ins Gewicht gegenüber einem gewissen Mehr an Spreizen, das man bedarf, weil die Spreizen nicht von übereinstimmender Länge sind; man kann jedoch kleine Unterschiede in der Länge durch zwischengeschobene Brüstholzer oder auch Keile ausgleichen. Besser ist jedoch bei schrägen Wänden der Baugrube die Benutzung von Schrauben mit zweiseitigem Gewinde und Muttern mit breiter Kopffläche, Fig. 67; alsdann sind aber keilförmig gestaltete Brüstungsstücke notwendig. Spreizen von 10—15 cm können bei trockenem Boden in Abständen bis etwa 2 m gesetzt werden, wenn die Schalbretter

* Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Bd. III. Der Wasserbau. Abt. I, 2. Hälfte.
8. Aufl. Leipzig 1893.

4—6 cm Stärke haben. Sind die Brüstholzer von einiger Stärke und Länge, so läßt sich an der angegebenen Dicke der Schalbretter sparen.

Müssen die Erdwände senkrecht geformt werden, so fallen die Spreizen und Brüstholzer (oder Keile) gleich lang, bezw. gleich stark aus, Fig. 65. Damit aber die Spreizen nicht locker werden, nachgeben und herausfallen, müssen sie entweder genagelt werden oder Unterstützung durch Knaggen oder Streifhölzer erhalten. Letzteres ist wegen leichterer Lösung beim Beseitigen der Schalung vorzuziehen. Anstatt der Nagelung wird man besser Verklammerung anwenden.

In trockenem und dabei kompaktem Boden lassen sich mit dieser Ausschalungsweise größere Tiefen — bis vielleicht 10 m erreichen. Wenn jedoch der Boden naß und leicht beweglich ist, muß senkrechte Schalung, wenigstens für den unteren nassen Teil der Baugrube, angewendet werden, während für den oberen Teil vielleicht wagrechte Schalung ausreicht. Indessen bringt diese Doppelanwendung Schwierigkeiten für das Eintreiben der senkrechten Schalung mit sich. Fig. 66 zeigt eine betreffende Anordnung. Wenn man nicht über genügende Langhölzer verfügt, läßt sich die senkrechte Schalung auch in mehreren Absätzen anordnen, Fig. 68. Wie bei der wagrechten Schalung kann man die vorliegende Schalungsart sowohl bei senkrechten als auch bei schrägen Erdwänden anwenden, und zwar nicht nur so, daß die Baugrube nach unten hin enger wird, sondern auch so, daß sie sich erweitert; indessen ist das schräge Eintreiben der Schalbohlen etwas schwierig. Da bei senkrechter Schalung stärkere Hölzer notwendig sind, brauchen die Spreizen nur in Abständen von 2—3 m gesetzt zu werden.

Wenn der Grund sehr beweglich und wasserreich ist, oder wenn die Befürchtung vorliegt, daß stärkere Wasseradern angeschnitten werden, muß die senkrechte Schalung möglichst dicht sein; alsdann genügt es nicht mehr, die einzelnen Bohlen dicht nebeneinander zu stellen, sondern die Bohlen müssen durch Halbfalze oder auch durch Nut und Feder miteinander verbunden werden. Um beim Einrammen solcher Wände (Spundwände) nicht die Köpfe der Bohlen zu spalten, aber auch um die Schläge des Rammbären wirksamer zu machen, erhalten die Bohlen um den Kopf eiserne Pfahlringe, die in verschiedenen Größen — Längen — vorrätig gehalten werden müssen.

Zur Benutzung von Spundwänden wird man sich bei der Kostspieligkeit derselben in der Regel nur entschließen, wenn dieselben, wenigstens im unteren Teil der Tiefe, als dauernde Bestandteile des Baues notwendig oder verwendbar sind. Dieser Fall tritt insbesondere bei Herstellung der Fundamente aus Beton, bezw. des ganzen Kanals aus Beton, doch auch bei Mauerung der Kanäle nach üblicher Weise, ein. Die Wand wird dann in der notwendigen Höhe abgeschnitten, um eventuell den oberen Teil der Bohlen vielleicht abermals benutzen zu können.

§ 314. Die Herstellung von Entwässerungskanälen in der Tunnelbauweise findet so selten statt, und die Umstände, unter welchen dieser Fall eintritt, sind so wechselnd, daß dieselbe aus einer Besprechung, die sich auf normale Konstruktionen und Einrichtungen bezieht, herausfällt, daher hier übergangen werden kann. Einiges Nähere über ein paar besondere Fälle findet sich im Handb. d. Ingen.-Wissensch., Bd. 3, Abt. 1, zweite Hälfte, und wegen des Allgemeinen ist auf die Lehrbücher der Tunnelbaukunst zu verweisen. Ueber die in tunnelmäßiger Ausführung bewirkte Herstellung des großen Geeststammsiels in Hamburg vergl. in „Hamburg und seine Bauten“, S. 324 ff. (Hamburg 1890). Es wird sich gewöhnlich sehr empfehlen, für tunnelartige Ausführungen Unternehmer heranzuziehen, die über den nötigen Arbeitsapparat und ein eingefüßtes Arbeitspersonal verfügen. Gewöhnlich sind die-

selben im Besitz sogenannter Eisenzimmerungen, deren Gebrauch insbesondere da zweckmäßig ist, wo Herstellung des Kanals in Betonbau stattfindet.

§ 315. Außer Aufstellung von Normalentwürfen zur Formung und Sicherung der Baugrube müssen Zeichnungen der Typen der Hauptgerätschaften, als z. B. zu Böcken für das Hinablassen größerer Gegenstände in die Baugrube, bzw. zu fahrbaren Kränen, zu Winden und Flaschenzügen, zu Hand- und Zugrammen, endlich zu Vorrichtungen zum Umstellen der Baugruben, die zum Schutze des Verkehrs erforderlich sind, aufgestellt werden. Am geeignetsten sind für letzteren Zweck auf kreuzförmigen Füßen stehende Ständer mit eisernen Oesen zum Einhängen von etwas schwereren Riegelhölzern, die an den Enden entsprechende eiserne Haken haben. Alle Entwürfe müssen mit Rücksicht auf Handlichkeit, leichte Beweglichkeit, leichte Auseinandernehmbarkeit und Wiederzusammensetzung der Gegenstände entworfen werden, dazu auch so, daß sie sich Wechseln in der Form und Tiefe der Baugrube ohne Schwierigkeit anpassen. Je mehr Sorgfalt auf die Durchkonstruktion dieser Gegenstände verwendet wird, um so leichter werden Störungen des Baubetriebes durch Zufälligkeiten u. s. w. vermieden und Hindernisse, deren Art und zeitlicher Eintritt zwar nicht vorausgesehen werden kann, die aber bei jedem länger dauernden Tiefbau zu erwarten sind, überwunden. Geschicklichkeit im Entwerfen dieser Gegenstände und nachherige Beschaffung eines ausreichenden Vorrates von denselben machen sich im wirtschaftlichen Sinne immer bezahlt.

3. Kapitel.

Allgemeine Gesichtspunkte für die Vorbereitungen zur Herstellung von Mörtel und Beton.

§ 316. Bei einem gewissen Umfang des Baues kann die Bereitung des Mörtels auf Maschinen in Frage kommen; doch liegt die Grenze, von welcher ab der Maschinenbetrieb sich billiger herausstellt, ziemlich fern. Die Bereitung des Mörtels von Hand kostet für 1 cbm 2—3 Mk., auf Maschinen für Handbetrieb nur $\frac{1}{2}$ bis $\frac{3}{4}$ so viel, bei größeren mit Elementarkraft betriebenen Maschinen nur 0,4—0,5 jenes Satzes; doch ist bei Verwendung größerer Maschinen vorausgesetzt, daß die in 1 Tag gebrauchte Mörtelmenge nicht weniger als etwa 10 cbm beträgt, und dieser Bedarf während längerer Zeit anhält. Genaueres über den Kostenpunkt kann nur durch eingehende Berechnungen unter Zugrundelegung der dem Einzelfall zu entnehmenden Faktoren ermittelt werden. Daneben kommen indes Umstände in Betracht, die sich in Geld nicht, oder nicht genau ausdrücken lassen: Einmal, daß die Herstellung des Mörtels mit Hand leicht größere Sicherheit für gute Beschaffenheit giebt, als die Herstellung auf Maschinen, weil bei ersterer die Möglichkeit besser vermeidbar ist, daß Mörtelmengen im voraus bereitet werden, die nicht alsbald zur Verwendung gelangen und dadurch an der Bindekraft beträchtlichen Schaden nehmen. Ferner macht die lange Erstreckung der Baugruben für Kanäle häufige Wechsel der Mörtelbereitungsstelle notwendig, welchen sich die Handbereitung leicht, die Bereitung auf Maschinen viel weniger leicht anbequemt, zumal der Raum auf der Baustelle in der Regel begrenzt sein wird. Allem nach wird daher bei Kanalbauten die Mörtelbereitung von Hand in der Regel den Vorzug besitzen und Maschinenarbeit nur ganz ausnahmsweise in Frage kommen.

Ganz dasselbe gilt für Bereitung von Beton von Hand bzw. auf Maschinen. Es ist jedoch notwendig hinzuzufügen, daß es neuerdings Maschinen sowohl zur Bereitung von Mörtel als Beton giebt, die mit Hand bedient werden und Befriedigendes leisten. Die Gründe, welche gegen die Benutzung großer, mit Elementarkraft betriebener Maschinen geltend zu machen sind, kommen bei diesen kleinen Maschinen ganz oder größtenteils in Wegfall.

Die stündliche Leistung einer mit 3—4 Mann von Hand betriebenen bzw. bedienten Maschine beträgt bei Kiesbeton $1\frac{1}{2}$ — $2\frac{1}{2}$ cbm Betonmischung. Handmörtelmaschinen liefern bei 2—3 Mann Bedienung 1 — $1\frac{1}{2}$ cbm Mörtel. Auf Göpelwerken, die mit 1 Pferd betrieben werden, kann man stündlich 2—3 cbm Mörtel fertig stellen, und in Mörtelmaschinen mit senkrecht stehendem Cylinder, die mit Elementarkraft betrieben werden, mit 1 Pferdekraft etwa $1\frac{1}{2}$ — $2\frac{1}{2}$ cbm.

4. Kapitel.

Normale Kanalprofile.

§ 317. Am meisten eignen sich für Einordnung in eine Reihe von Normalkonstruktionen Kanalprofile, die man bei Uebereinstimmung der Form (gleichem Typus) bei kleinen Weiten um je 10 cm, bei größeren um je 15—25 cm zunehmen läßt. Rohrkanäle stuft man um je 5 bzw. 10 cm Mehrweite ab.

Unter Verweisung wegen des Uebrigen auf den Inhalt des Abschnitts XIII werden in den Fig. 69—78 bzw. 79—88 zwei Reihen von in Mauerwerk herzustellenden Kanalprofilen mitgeteilt.

Die Reihe Fig. 69—78 ist von der Kanalisation Hamburgs entnommen. Charakteristisch für diese Profile ist, daß sie alle Kreisform oder ovale Form haben mit Ausnahme nur des kleinsten, für Grundstücksanschlüsse zur Anwendung kommenden Profils. Alle, bis auf das kleinste sind begehbar; das kleinste ist aber auch noch groß genug, um das Durchkriechen zu gestatten. Größe und Form der Profile haben die Führung großer Wassermengen, oder doch Spülbarkeit durch große Wassermengen (welche in Hamburg jederzeit möglich ist) zur Grundlage. Die Querschnittsgrößen sind folgende:

Fig. 69	7,069 qm	Fig. 74	1,752 qm
" 70	4,555 "	" 75	1,859 "
" 71	3,063 "	" 76	1,071 "
" 72	2,822 "	" 77	0,818 "
" 73	2,021 "	" 78	0,373 "

Die großen Profile Fig. 69—73 sind bei den sogenannten Abfangkanälen angewendet, die übrigen für Hauptsammler bzw. Sammler oder gewöhnliche Straßenkanäle. Kanäle aus Thonrohr oder Cementrohr werden bei der Hamburger Entwässerung überhaupt nicht verwendet, so daß die obigen Formen alle Profile umfassen, welche in Hamburg zur Anwendung kommen. Die Fig. 69 giebt den Querschnitt des etwa 3 km langen, in den Jahren 1872—75 in durchschnittlich 20 m Tiefe hergestellten sogenannten Geeststammsiels, welches das untere Stück eines großen Abfangkanals bildet, der zu beiden Seiten des Alsterbeckens geführt ist, um von diesen Gewässern Zuflüsse von Schmutzwasser abzuhalten.

Die Hamburger Kanäle zeigen durchgängig ein günstiges Verhältnis des Mauerquerschnitts zur Querschnittsgröße der Kanäle, was um so mehr hervorgehoben

Fig. 69.

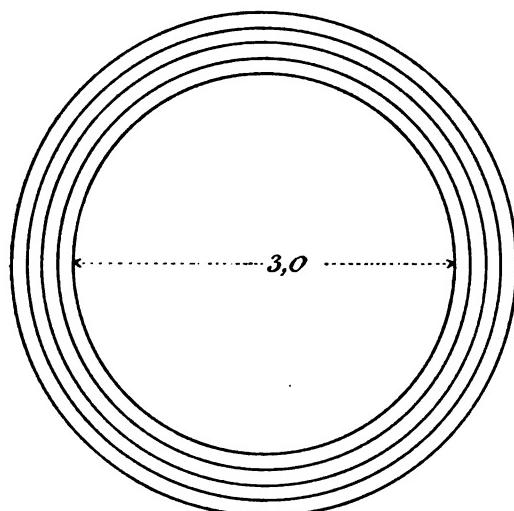


Fig. 70.

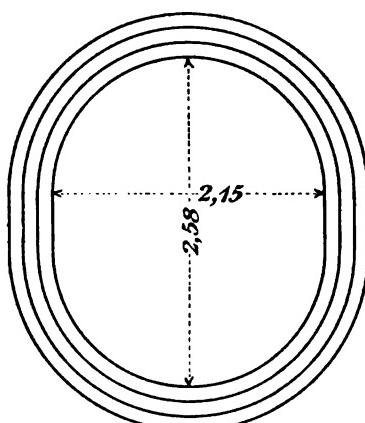


Fig. 71.

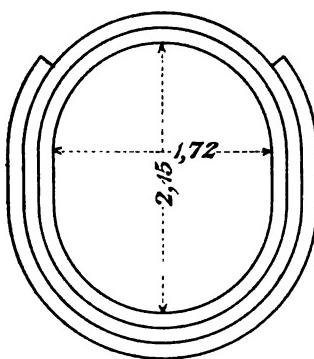


Fig. 72.

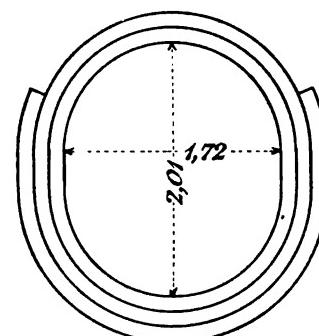


Fig. 73.

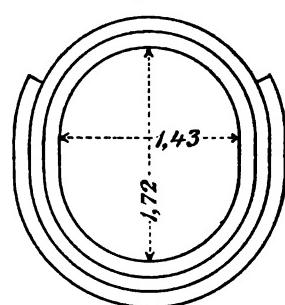


Fig. 74.

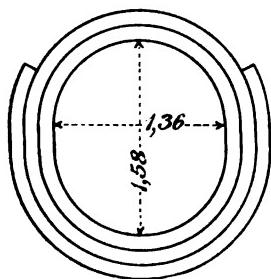


Fig. 75.

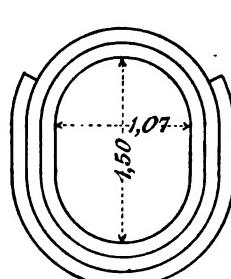


Fig. 76.

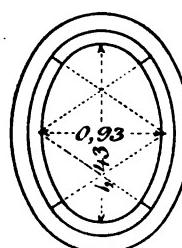


Fig. 77.

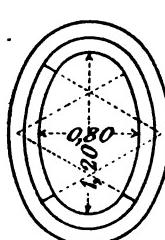
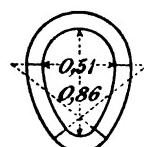


Fig. 78.



werden muß, als sie vielfach in Baugrund hergestellt sind, der als gut kaum bezeichnet werden kann. Und doch ist angenommen worden, daß gemauerte Profil-einfassungen, wie die dargestellten, nur in gutem Baugrunde, in welchem die Seitenwände der Baugrube einigen Schub aufnehmen können, zulässig sind. Auf die Herstellungsweise des Mauerwerks in Ringen wird erst weiterhin eingegangen. (Vergl. übrigens im § 248.)

Wesentlich abweichend ist die Bildung der Profile bei der Charlottenburger Kanalisation erfolgt, wie die in Fig. 79—88 beigefügten Abbildungen erkennen lassen. Indem man die Seitenwände senkrecht bis zur Fundamentsohle hinabgeführt hat, ist der Mauerwerkskörper erheblich größer und das Verhältnis des Mauerquerschnitts zur Querschnittsgröße der Kanäle stark vergrößert worden. Die Profile sind daher teuer, übrigens mit besonderer Rücksicht auf starke Wechsel der Wassermengen, bezw. geringe Anforderungen an Spülung entworfen. Die Vorflut in denselben ist dadurch verbessert, daß die dreieckförmige Sohlenrinne der Profile Fig. 72—74 mit glasirten Thonplatten ausgelegt ist. Die dargestellten 10 Profile geben aber noch nicht die ganze Reihe der ausgeführten normalen Profile, vielmehr folgen abwärts von dem unter Fig. 87 dargestellten Profil noch 5 kleinere von der Form des Oblongums in Fig. 88. Diese 5 Profilgrößen sind zwischen der festgesetzten oberen Grenze der Thonrohrweite von 57 cm und dem 1 m hohen gemauerten Kanal nach Eiprofil eingeschoben mit folgender Abstufung:

Weite	0,50	0,50	0,50	0,60	0,60 m,
Höhe	0,65	0,725	0,80	0,825	0,90 m,
Wasserführung beim Gefälle 1 : 500 . . .	204	257	309	378	447 l.

Auch die in diesen kleinen Kanälen enthaltenen Mauerwerksmengen sind sehr groß, so daß sie dadurch, wie auch durch die Schwierigkeit der Herstellung teuer werden.

In Berlin sind als normale Profile, von unten beginnend, angenommen worden:

Thonröhren	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48 cm weit, gemauerte Kanäle des
Eiprofils 3/2 . . .	0,90	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8 1,9 2,0 m Höhe

und der entsprechenden Weite von $\frac{2}{3}$ dieser Höhen. Zwischen 48 und 90 cm Höhe liegt eine nicht ausgefüllte Lücke. In der Ausführung sind die Berliner Kanäle den Hamburgern insofern ähnlich, als es meist unterblieben ist, die Seitenwände senkrecht bis zur Fundamenthöhe hinabzuführen.

In Frankfurt a. M. sind Thonröhren nur in 2 Größen, nämlich von 30 und 38 cm Weite verwendet, dagegen 7 Gattungen von gemauerten Kanälen nach Eiprofilform und Kreisform wie folgt:

Weite 0,57/0,85	0,57/0,95	0,67/1,0	0,85/1,28	1,00/1,50	1,14/1,71	1,42/1,85	1,60/2,10	1,423 m,
Profil- größe } 0,373	0,410	0,515	0,832	1,149	1,493	2,00	2,50	1,590 qm.

Die Fig. 89—92 stellen 4 Normalprofile für Herstellung in Betonbau dar, die von der Entwässerung Spandaus entnommen sind. Es handelt sich um Ausführungen in einem wenig tragfähigen Boden mit sehr hoher Lage des Grundwasserspiegels und um Regenkanäle (Notauslässe). Die Form der Gewölbe ist der Stützlinie möglichst eng angepaßt, doch vielleicht etwas unnötig gekünstelt. Ein gewisser Teil der Genauigkeit im Anschluß an die Form der Stützlinie wird jedenfalls ebenso vorteilhaft, und bei ungünstigen Druckverhältnissen des Bodens vorteilhafter, durch ein kleines Mehr an Materialmenge ersetzt. Daß dreieckartige Profile, die bei Ausführung in Beton sehr häufig angetroffen werden, nichts weniger als wirtschaftlich günstig sind, geht aus dem Anblick der Figuren ohne weiteres hervor und ist im § 286 (S. 462 u. 463) eingehender begründet worden.

Fig. 79.



Fig. 80.

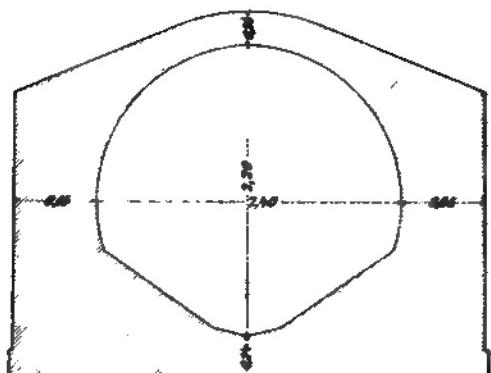


Fig. 81.

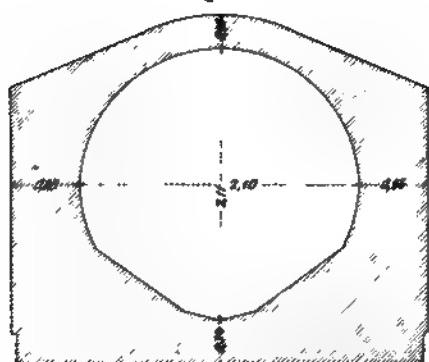


Fig. 82.

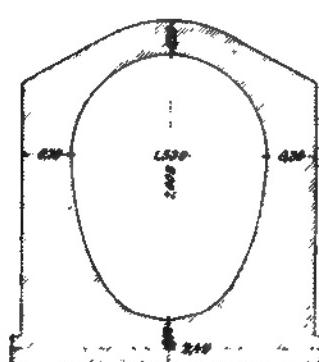


Fig. 83.

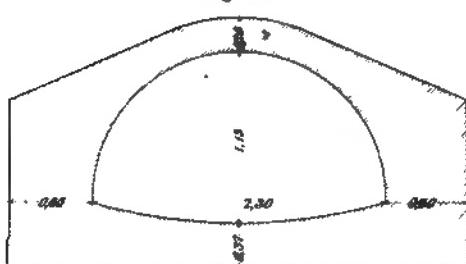


Fig. 84.

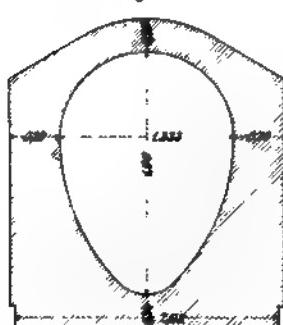


Fig. 85.

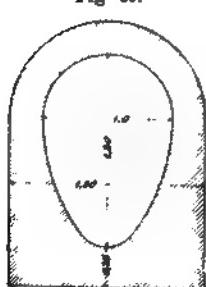


Fig. 86.

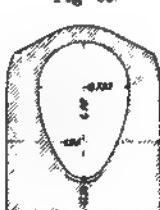


Fig. 87.

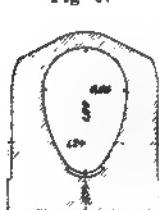
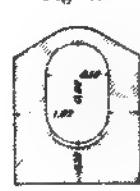
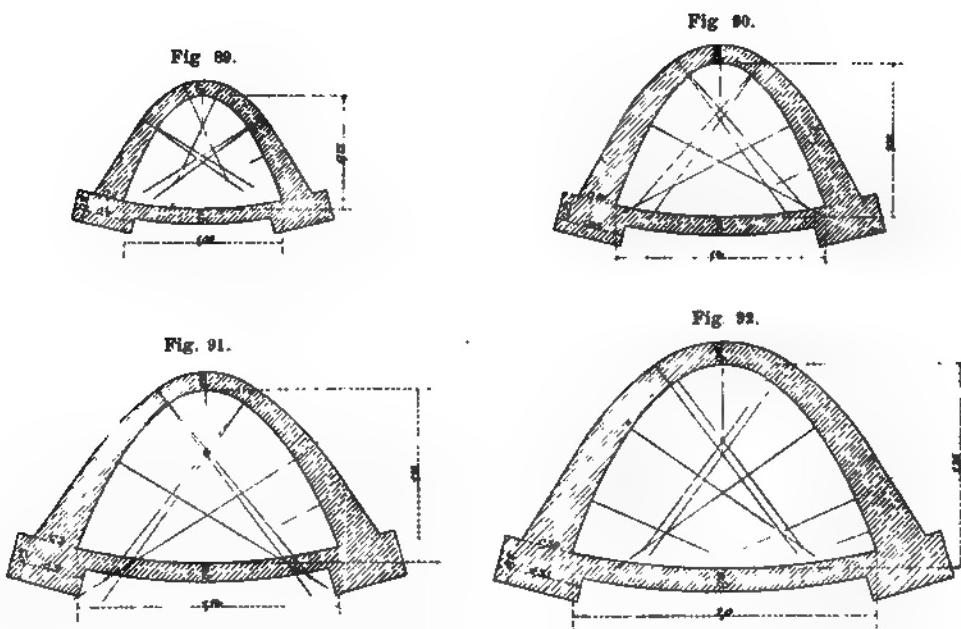


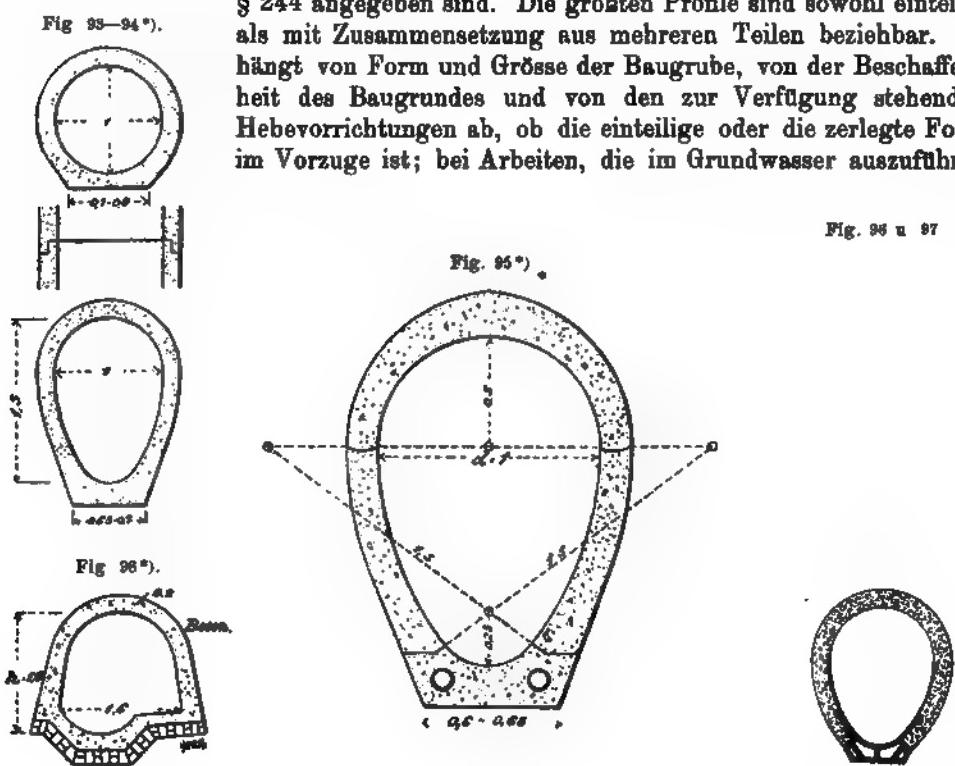
Fig. 88.





Andere normale Kanalkonstruktionen in Betonausführung sind in den Fig. 98—95 dargestellt. Diese Figuren zeigen Betonkanäle, wie sie von den Cementwarenfabriken in Abmessungen und Gewichten geliefert werden, die im § 244 angegeben sind.

Die größten Profile sind sowohl einteilig als mit Zusammensetzung aus mehreren Teilen beziehbar. Es hängt von Form und Grösse der Baugrube, von der Beschaffenheit des Baugrundes und von den zur Verfügung stehenden Hebevorrichtungen ab, ob die einteilige oder die zerlegte Form im Vorzuge ist; bei Arbeiten, die im Grundwasser auszuführen



sind, hat die einteilige Form Vorzüge, vorausgesetzt, daß das Gewicht die Stücke nicht allzu unhandlich macht. Die Fig. 95 zeigt im Scheitel eine leichte Verstärkung der Kanalwand. Bei einigen Versuchen zur Zerdrückung von Gewölben hat man bei den im Scheitel verstärkten einen etwas höheren Widerstand als bei den nicht verstärkten gefunden. Ob dieser Thatbestand sich unter allen Umständen wiederholt und wie derselbe theoretisch begründet werden kann, sind vorläufig offene Fragen. Uebrigens mag die eselsrückenartige Gestaltung des Gewölbescheitels den Vorzug haben, daß dadurch der senkrechte Erddruck, den die Ueberwölbung erleidet, etwas verringert, der seitlich wirkende Druck dagegen etwas vermehrt wird.

Ein Vergleich der Fig. 89—92 mit den Fig. 93—95 macht ersichtlich, wie sehr bei Betonkanälen die fabrikmäßige Herstellung derselben der Herstellung in der Baugrube selbst überlegen ist. Die Materialmengen sind bei letzterer Ausführungsweise bedeutend größer, und zwar ohne daß dadurch größere Sicherheit gegen Zerstörung durch äußeren Druck gewonnen wird. Wenigstens gilt dies in dem Falle, daß die fabrikmäßig hergestellte Ware erst verbaut wird, nachdem sie ein Alter von ein paar Monaten, und darin den überwiegenden Teil ihrer Festigkeit erreicht hat, während der in der Baugrube selbst hergestellte Betonkanal schon wenige Tage nach der Herstellung, also noch im Zustande unvollständiger Erhärtung der Einwirkung äußerer Kräfte ausgesetzt wird. Daher sollte letztere Herstellungsweise immer nur als Ausnahmefall, dagegen die Verwendung fabrikmäßig erzeugter Ware als Regel angesehen werden. Schließlich sei noch auf die Leichtigkeit aufmerksam gemacht, mit welcher durch Einformen von durchgehenden Öffnungen in Betonkanälen (Fig. 95) während des Baues die Vorflut, und auf die Dauer der Abfluß des Grundwassers gesichert werden kann.

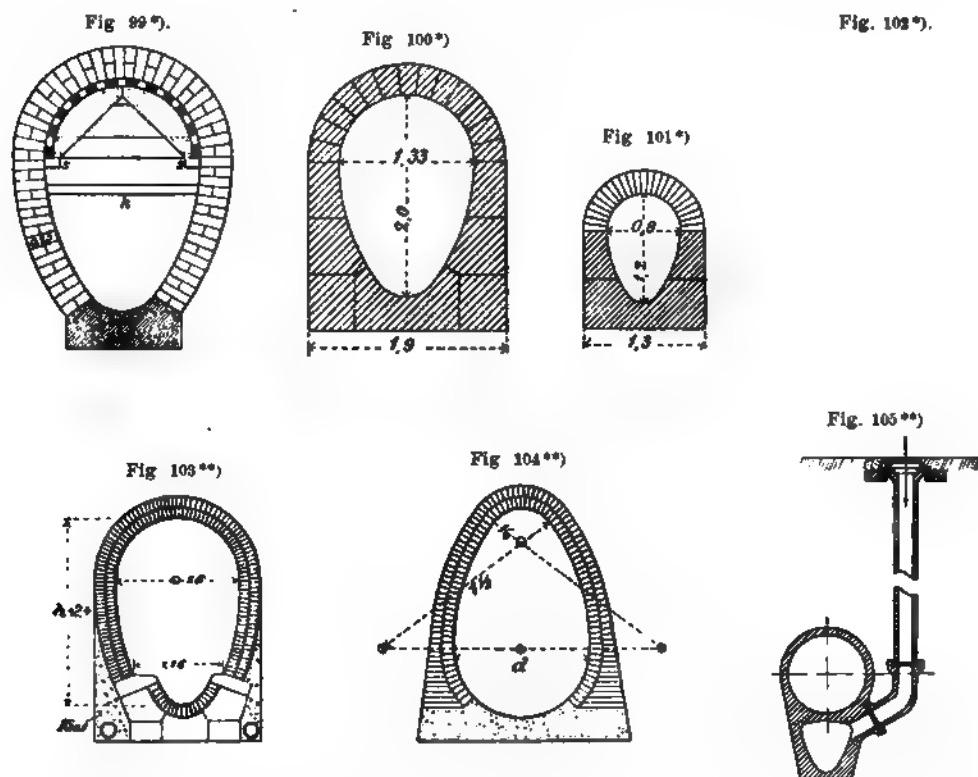
Wenn es wegen Eintritts spezifisch schwerer Geschiebemassen in die Kanäle zweckmäßig erscheint, der Sohle durch Einlegen einer Schale aus glasiertem Thonrohr eine größere Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung zu verschaffen, so ist auch das bei Betonkanälen leichter ausführbar als bei gemauerten Kanälen; Fig. 96 zeigt ein normales Profil mit einer solchen Sohleneinlage und Hinaufführung derselben zu größerer Höhe an der Kanalwand. Da schwere Sinkstoffe rasch zu Boden fallen, dürfte der Nutzen der Wandbekleidung im allgemeinen etwas zu teuer erkaufte sein, wenn man nicht etwa den Zweck damit verbindet, bei geringem Gefälle die Wassergeschwindigkeit etwas zu vergrößern (Vergrößerung des Koeffizienten k).

In der Konstruktion Fig. 97 sind beide Zwecke, Herstellung einer glatten Sohle und Beschaffung von Vorflut durch ein Sohlstück besonderer Form aus gebranntem Thon vereinigt erreicht. Letzteres ist indes schwierig herzustellen, deshalb entsprechend teurer und auch der Gefahr, leicht zu zerbrechen, ausgesetzt. In Deutschland werden derartige Sohlstücke bisher noch nicht angefertigt, sondern nur in England, dessen Industrie auf dem keramischen Gebiete besonders leistungsfähig ist. Das Profil Fig. 97 zeigt an dem unteren Teil der Seitenwände einen Cementabputz, der unnötig ist, wenn das Profil fabrikmäßig erzeugt wird, aber zweckmäßig erscheint, wenn die Herstellung des Kanals in der Baugrube erfolgt. Doch dürfte letzteres einige Schwierigkeiten haben und ein günstiges Resultat kaum zu erwarten sein, solange es sich nicht um ein ziemlich großes Profil mit entsprechend großen Wandstärken handelt.

Eine recht sparsame Ausführung in Betonbau zeigt Fig. 98: Kanalisation des Klosters Maulbronn. Auf die quellige Sohle der Baugrube ist eine Schicht hochkantig gestellter Ziegel (oder geformter Stücke aus anderem Material) gelegt, um den darüber eingestampften Beton vor Ausspülung zu sichern, gleichzeitig um als Form für die Kanalsohle zu dienen. Das Verhältnis Mauerquerschnitt : Kanalquer-

schnitt ist ein günstiges, indem es sich demjenigen, welches bei fabrikmässiger Herstellung erreicht wird, nähert.

In den Fig. 99—104 liegen ebenfalls einige normale Profilkonstruktionen, welche gewisse Besonderheiten aufweisen, vor. Fig. 99, mit einem schweren massiven Sohlstück aus Werkstein oder Beton hergestellt, eignet sich bei nassem Boden, indem das hohe Sohlstück dazu verhilft, rasch über Wasserstand zu kommen und die Gefahr der Ausspülung oder Verflüssigung des Mörtels zu vermeiden. — Die Konstruktionen Fig. 101 und 102, die ebenfalls für nasse Baugruben geeignet sind, können sowohl mit Quadern aus natürlichem Stein (Sandstein) als mit Blöcken aus Beton hergestellt werden. Bei Herstellung aus Sandstein erhalten der untere Teil der Wand und die Sohle zweckmäßig einen Abputz aus Cement, der glatter als die nackte



Steinfläche ist und gegen Wasserdurchtritt wirkt. Bei kleinen Kanälen wird die Ueberwölbung zweckmäßig (billiger) aus Ziegeln anstatt aus Hausteinen hergestellt.

Den Konstruktionen Fig. 102—104 ist gemeinsam, daß sie als normale Profile unter Mitverwendung von Beton, sei es zur Fundierung, sei es sonstwie, ausgeführt sind: Fig. 102 in Lüttich und Fig. 103 in Stuttgart. Wegen der besonderen wirtschaftlichen Zweckmäßigkeit, die das Profil Fig. 102 besitzt, vergl. am Schluss von § 103; die starke Fundierung ist wohl mit ungünstiger Beschafftheit des Baugrundes zu erklären; Fig. 104 zeigt, bei sehr sparsamer Materialverwendung, eine sehr standfähige Konstruktion. Fig. 103 ist für Ausführung in nasser Baugrube gut geeignet; die Benutzung von Beton zur Beschaffung der Vorflut und gleichzeitig

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

**) Nach: Baumeister, a. a. O.

zur Verstärkung der Kanalwand ist recht zweckmäßig eingerichtet. Die Ausführung setzt aber entweder sehr feste Beschaffenheit der Erdwände oder das Vorhandensein einer dicht an die Kanalwand anschließenden Verschalung (eventuell einer Spundwand) voraus.

Bei Trennung des Regenwassers von den Hauswassern wird man, solange es sich um Rohrkanäle handelt, zwei besondere Rohre verlegen, da in Deutschland bisher Rohre mit Teilung des Querschnitts nicht erzeugt werden, während die englische keramische Industrie dergleichen Rohre allerdings liefert, wahrscheinlich aber auch nur in geringen Weiten und als Ausnahmen. Handelt es sich um Kanäle von größerem Querschnitt aus Mauerwerk oder Beton, so besteht die normale und gleichzeitig billigste Anordnung darin, daß man beide Kanäle in einen einzigen Baukörper zusammenfaßt und im oberen Teil den Regenkanal, im unteren den Schmutzwasserkanal anlegt; die gegebene Form für diese Anordnung ist das Eiprofil. Fig. 105 stellt dieselbe — unter Hinzufügung einer Lüftungseinrichtung für den Schmutzwasserkanal — dar. An geeigneten Stellen — in den Schächten — lassen sich sperrbare Verbindungen zwischen beiden Kanälen herstellen, die zum Zwecke gelegentlicher Spülung des Schmutzwasserkanals — mit Regenwasser — geöffnet werden.

Es gibt auch selbstthätige Einrichtungen, die Regenmengen bis zu einer bestimmten Größe aus dem Regenwasserkanal an den Schmutzwasserkanal abgeben, ein etwaiges Mehr dagegen in dem Regenkanal weiterführen. Ob aber die Wirksamkeit derselben genügende Sicherheit gegen Ueberfüllung des Schmutzwasserkanals bietet, ist fraglich, weshalb auf sie hier nicht näher eingegangen wird. Als Fig. 186—188 wird weiterhin eine Konstruktion vorgeführt, die unter Benutzung eines einstellbaren Ventils eine genaue Teilung der Regenwassermenge und Zuweisung des bestimmten Anteils an den Schmutzwasserkanal ermöglicht.

XVIII. Abschnitt.

Verbindungen des Kanalinneren mit der Straßenoberfläche.

1. Kapitel.

Einstiegeschächte.

§ 318. Entwässerungskanäle müssen durch Oeffnungen verschiedener Art mit der freien Atmosphäre, bezw. der Geländeoberfläche in Verbindung stehen. Allerdings giebt es Ausnahmen, z. B. bei Heberleitungen, Dükern, bei Kanälen in Ueberschwemmungsgebieten, welche nur Hauswasser aufnehmen, oder die Kanäle in den Systemen nach Shone (auch Liernur), während für das Waring'sche Trennsystem wenigstens eine gewisse Zugänglichkeit nicht entbehrt werden kann. Beschränkte Zugänglichkeit genügt auch für Kanäle, die ausschließlich Regenwasser, oder durch Regenwasser stark verdünnte Schmutzwasser führen.

Die Verbindungen der Kanäle mit dem Freien sind, den Verschiedenheiten der Zwecke entsprechend, verschieden zu gestalten. Sie dienen entweder zur Besteigbarkeit der Kanäle, oder zur Erreichbarkeit bestimmter Stellen derselben, wobei es sich entweder um Zugänglichkeit für Personen oder um Erreichbarkeit bloß mit Geräten oder Werkzeugen handelt.

Andere Verbindungen mit dem Freien dienen zur Einführung von Regen- oder verunreinigtem Wasser, oder zur Einführung bezw. zum Auslaß von Luft, und noch andere werden angelegt, um Kenntnis von dem jeweiligen Zustande bestimmter Stellen des Kanalnetzes von geringer Ausdehnung gewinnen zu lassen. Nach dieser Verschiedenheit der Zwecke kann man folgende Arten von Verbindungen der Kanäle mit dem Freien unterscheiden:

1. Einstiegeschächte, die auch Einstiegebrunnen genannt werden.
2. Oeffnungen in der Kanalwand, oder Endigungen der Kanäle, die für gewöhnlich geschlossen gehalten werden: sogenannte Lampenlöcher, Revisionsöffnungen u. s. w.

Sinkkästen für den Einlaß von Oberflächen- und auch Schmutzwasser, auch Gullies, Straßen- oder Hofsinkkästen, Senkschächte u. s. w. genannt, bilden zwar ebenfalls Verbindungen des Kanalinneren mit dem Freien, kommen aber weniger als solche denn als Mittel zur Zuführung von Wasser zu den Kanälen in Betracht. Ähnliches gilt für die Lüftungseinrichtungen der Kanäle.

Eine besondere Gattung von Verbindungen der Kanäle mit der Straßenoberfläche bilden die sogenannten Schneekammern, auch Schneeschächte genannt,

welche neuerdings öfter angelegt werden, und mit der Zeit in verkehrsreichen Städten und Straßen zu einem notwendigen Zubehör derjenigen Kanalisationen, welche Straßenwasser aufnehmen, werden dürfen.

§ 319. Einstiegeschäfte können einer ganzen Reihe von Zwecken dienen: dem Besteigen der Kanäle, dem Eintritt von Arbeitern, um die in der Schachtwand liegenden Endigungen von Rohrkanälen, Düfern u. s. w. zu erreichen, der Anbringung und Handhabung von Verschlüssen dieser Endigungen, der Vermittelung von Abstürzen oder von Gefällebrüchen in den Leitungen, dem Einlaß bezw. der Aufspeicherung von Wasser zum Spülen der Kanäle, dem Lüften derselben, der Zusammenführung mehrerer Kanäle an einem Punkt, der Sammlung und Entfernung von Sinkstoffen aus dem Kanalwasser. Endlich haben Schächte zuweilen auch den Zweck, Stellen, an welchen wegen eines Bruchs des Gefälles oder aus anderen Gründen Ablagerungen von Sinkstoffen erwartet werden müssen, immerwährend unter Ueberwachung zu halten.

Schächte sind im allgemeinen kostspielige Anlagen, weshalb man die Zahl derselben nicht über Bedürfnis vermehren wird. Wenn man in der Bestimmung darüber frei ist, wie z. B. bei Schächten in besteigbaren Regenkanälen, so richtet sich die Entfernung zwischen zwei Schächten nur nach der Rücksicht auf den Gesundheitsschutz hineingehender Arbeiter und danach, daß die Entfernung abgelagerter Sinkstoffmengen nicht zu sehr erschwert wird. In solchen Fällen mögen Schachtentfernungen von ein paar hundert Metern nicht zu groß sein, während unter anderen Verhältnissen 50 und sogar 40 m nicht überschreitbar sein können. Gewöhnlich wird über die Entfernungen zwischen den Schächten durch die Gestalt (Maschenweite) des Straßennetzes, sowie durch die Häufigkeit des Vorkommens von Punkten, wo Richtungsänderungen der Straßen (Krümmungen derselben), Zusammenschlüsse von Straßenzügen vorkommen, entschieden sein; daher werden auch in demselben Stadtgebiet die größten Verschiedenheiten in der Entfernung der Einstiegeschäfte, zuweilen unmittelbar bei einander, angetroffen. Gewissermaßen als Notanlagen kommen Einstiegeschäfte an Stellen des Kanalnetzes vor, wo stärkere Richtungsänderungen oder Abflusshindernisse besonderer Art stattfinden, z. B. an Kreuzungsstellungen mit anderen im Straßengrunde liegenden Leitungen. Da als Regel gilt, daß Kanäle nicht in Krümmungen geführt werden dürfen, wird die Zahl der Einstiegeschäfte wesentlich davon abhängig sein, ob im Straßennetz gekrümmte Strecken häufig vorkommen oder nicht, wie stark die Krümmungen, und wie groß die Straßenbreite ist.

Was die Lage der Schächte im Vergleich zur Straßenbreite betrifft, so kommen dabei Verkehrs- und gesundheitliche Rücksichten in Betracht. In gekrümmten engen Straßen mag, um die Zahl der Schächte nicht über groß werden zu lassen, die Lage in den Gehwegen unvermeidlich sein. Wenn in engen verkehrsreichen Straßen die Schächte zum Zweck des Besteigens häufiger geöffnet und namentlich wenn sie während längerer Zeit in geöffnetem Zustande erhalten werden müssen, so kann die Lage der Schächte in der Straßenmitte zu unzulässigen Verkehrsstörungen führen. Um dieselben zu vermeiden, werden die Schächte seitlich gerückt, entweder an den Rand des Fahrdamms, oder auch, wenn selbst das nicht genügt, in den Gehweg; alsdann ist eine Verbindung zum Kanal hin durch einen kurzen Tunnel zu schaffen, wodurch aber die Anlage entsprechend verteuert wird. — Für den Fall, daß die Schachtabdeckung mit Öffnungen für Passierung von Luft versehen ist, kann durch dieselbe ebensowohl Luft ein- als austreten, in letzterem Falle zu Zeiten auch übelriechende Luft; zu Zeiten ist auch der Austritt von Nebeln möglich. Liegen dann die Schächte in der Straßenmitte, so

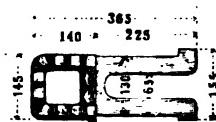
wird die übelriechende Luft bis dahin, daß sie die Gehwege, bezw. die Fußgänger oder die Eingänge der an der Straße stehenden Gebäude erreicht, so weit verdünnt, daß Belästigungen ausbleiben. Anders dagegen bei der seitlichen Lage der Schächte am Rande der Gehwege, oder in den Gehwegen selbst. Auch hiernach ergiebt sich die Lage der Schächte in der Straßenmitte als die zweckmäßiger. Muß davon abgegangen werden, so wird es notwendig sein, entweder auf die Mitbenutzung der Einsteigeschächte zum Luftwechsel Verzicht zu leisten, oder etwas gekünstelte Einrichtungen zu treffen, die weiterhin zur Besprechung kommen.

Einen großen Einfluß auf die Entfernung der Schächte übt die Weite der Kanäle. Je enger letztere, um so näher müssen die Schächte aneinander rücken, um die Beseitigung etwaiger Abflughindernisse, die Auffindung schadhafter Stellen, die Reinigung, Spülung und Lüftung der Kanäle zu erleichtern.

§ 320. Aus Rücksicht auf Kostenersparnis, sowie auf den Straßenverkehr, wird man die Weite der Schächte thunlichst einschränken, aus letzterem Grunde namentlich die obere Schachtendigung so eng halten, daß er für das Einsteigen eines Arbeiters eben genügt; nur wo größere Gegenstände hinein und heraus zu schaffen sind, muß man in der Halsweite des Schachtes entsprechend höher gehen. Zum Einsteigen genügt schon eine kreisförmige Oeffnung von 0,5 m Größe; 0,55—0,65 m sind jedoch besser und werden deshalb auch öfter angetroffen. Für den unteren Teil des Schachtes ist, wenn in demselben hantiert werden muß, 0,9 m, oder ein Rechteck von etwa gleicher Größe mit der Länge der kürzesten Seite von nicht unter 0,5 m notwendig. Indessen ist die untere Schachtweite nicht allein von dem genannten Zwecke, sondern auch von der Tiefe des Schachtes abhängig, und zwar in der Weise, daß mit der Tiefe die Schachtweite zunehmen muß. Verfasser hält nach seinen Erfahrungen für Schächte von mehr als 1,5 m Tiefe die Weite von $0,9 + 0,1 (1-1,5)$ für zweckmäßig, also z. B. für einen Schacht von 3 m Tiefe $0,9 + 0,1 (3-1,5) = 1,05$ m, und zwar als Mindestmaß. Bei Schächten von geringer Tiefe kommen aber auch geringere Abmessungen als die angegebenen vor. (Vergl. die weiterhin folgenden Figuren.)

Die Schachtsohle kann durch eiserne Leitern oder Steigeisen in der Schachtwand erreicht werden; bei sehr großen Tiefen werden zuweilen Wendeltreppen angewendet. Die Leitern bleiben entweder beständig an ihrem Ort, oder werden für den Gebrauch jedesmal eingestellt; im letzteren Falle bedarf der Schacht eine etwas größere Halsöffnung, als oben angegeben. Bei Anwendung fester Leitern oder Steigeisen, die immer nahe unter der Schachtabdeckung beginnen sollen, muß zur Sicherheit der einsteigenden Arbeiter die Einschnürung des Schachthalses allmählich geschehen, und darf nicht ohne sanfte Vermittelung zwischen dem oberen und unteren Teil des Schachtes erfolgen. Steigeisen aus eisernen Rundstäben sind bei der schlüpfrigen Beschaffenheit ihrer Oberfläche gefährlich, besser gusseiserne, plattenartige, mit geriffelten Auftrittsflächen versehene Stufen nach Fig. 106.

Fig. 106.



§ 321. Die Herstellung der Schächte geschieht sowohl in Mauerwerk als in Beton, am häufigsten bisher in Mauerwerk. Die Herstellung aus Beton kann entweder aus sogenannten Schachtringen — die fabrikmäßig erzeugt sind — oder an Ort und Stelle durch „Aufstampfen“ erfolgen. Letzteres Verfahren ist, da es Einschalungen erfordert, im allgemeinen unzweckmäßig, und nur am Platze, wenn es sich um Herstellung einer größeren Anzahl genau übereinstimmender Schächte

handelt, ein Fall, der selten vorkommen wird. Besser dürfte die Anwendung der „gemischten“ Bauweise aus Mauerwerk und Beton sein, indem man die Teile von gekrümmter Form — unteres und oberes Schachtende — mauert, dagegen für das mittlere Stück von einfacher Cylinder- oder Kegelgestalt Beton benutzt. Aber auch bei dieser Bauweise erscheint die Herstellung aus Schachtringen aus wiederholt an-

Fig. 107 u. 108

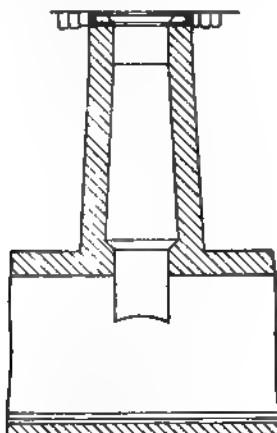


Fig. 109 u. 110 *)

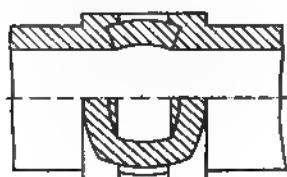


Fig. 111 **)

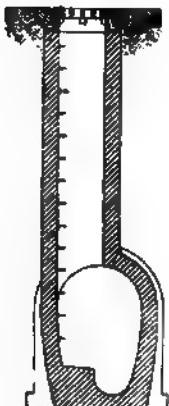
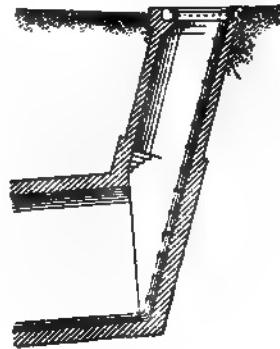
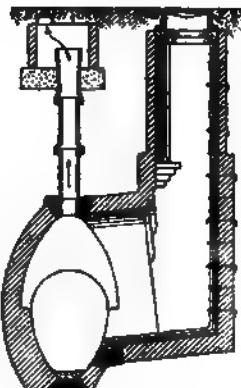


Fig. 112 u. 113 **)



gegebenen Gründen allgemeiner Natur als die vorteilhaftere. Mit Bezug auf Wasserdichtigkeit der Wände, und auch aus wirtschaftlichen Rücksichten dürfte der Herstellung aus Beton vor derjenigen in Mauerwerk der Vorzug zustehen.

Eine Anzahl normaler Schachtkonstruktionen ist in den Fig. 107—113

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

**) Nach: Baumeister, a. a. O.

dargestellt; alle beziehen sich auf Kanalisationen mit gemeinsamer Abführung von Regen- und Hauswassern. Fig. 107, 108 geben eine Schachtanlage mit Stellung des Schachtes in der Kanalachse, während die Fig. 109—111 Ausführungen mit geringer Seitwärtsrückung des Schachtes darstellen. Wegen der Belastung des Kanalgewölbes müssen an der Schachtstelle die Seitenwände des Kanals etwas verstärkt werden; gewöhnlich genügen dazu kleine Pfeilervorlagen. Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß durch die Verrückung des Schachtes an die eine Seitenwand des Kanals die Ausführung vereinfacht wird und daneben eine Ersparung an Material eintritt. Außerdem zeigen die Figuren, daß durch die Verrückung auch eine bequemere (und mehr sichere) Besteigbarkeit des Kanals erzielt wird; dieselbe sollte daher als allgemeine Regel angenommen werden. — Die Fig. 112 und 113 stellen größere Schachtversetzungen dar. Es ist klar, daß die Konstruktion Fig. 113 mit Bezug auf Sicherheit bei der Besteigung der Konstruktion Fig. 112 voransteht, und daß das Plus an Sicherheit unter Umständen noch weiter dadurch vergrößert werden kann, daß die Schräge der Schachtwand so weit vermehrt wird, um die Anlage einer begehbarer Treppe an derselben zu ermöglichen. In Fig. 112 ist eine Einrichtung mit zur Darstellung gebracht, durch welche die Austrittsstelle übelriechender Luft aus dem Kanal von der Eintrittsstelle in den Schacht abgesondert wird.

Die bisher besprochenen Schächte stimmen sämtlich darin überein, daß sie zu besteigbaren (oder bekriechbaren) Kanälen gehören, und auch darin, daß sie nicht zur Zusammenführung zweier oder mehrerer Kanäle dienen. Wenn letzteres stattfindet, gewinnen beides: die Sohlengestaltung und Sohlenlage der Schächte, die in den bisherigen Beispielen nicht in Betracht kamen, Bedeutung. Es kommen nämlich zwei grundverschiedene Anordnungen der Sohle vor: entweder münden die anschließenden Leitungen in den Schacht so ein, daß die Höhenlage der Sohlen derselben mit der Schachtsohle übereinstimmt, oder so, daß letztere um ein Stück tiefer liegt. Bei der tieferen Lage bezeichnet man den untersten Teil der Schachthöhe wohl als „Schlammsack“. Die Ausführung mit Schlammsack kann auf mehrere Ursachen zurückkommen. Zunächst auf die, daß die anschließenden Leitungen beim Herantreten an die Außenseite des Schachtes nicht eine und dieselbe Tiefenlage haben. Dieser Grund ist aber nicht zwingend, weil nichts im Wege steht, den mit der geringeren Tiefenlage herankommenden Strang unmittelbar hinter und in der Kanalwand mit einem kurzen Bogenstück oder mit gebrochenem Gefälle zur Schachtsohle hinabzuführen. Man begegnet dieser Konstruktionsweise wohl in Leitungen, deren Gefälle bei durchlaufender Ausführung zu stark werden würde (vergl. § 266); indessen wird doch häufiger ein einfacher Absturz angelegt. Aber auch insofern ist der für die Anlegung eines Schlammsackes angegebene Grund nicht zwingend, als das Vorhandensein eines Absturzes das Vorhandensein eines Schlammsackes keineswegs bedingt, da es ja möglich ist, die dem Absturz gegenüberliegende Mündung des Ablaufs in gleicher Höhe mit der Schachtsohle anzutragen. Ein Grund von größerer sachlicher Bedeutung, der bei der Frage, ob ein Schlammsack angelegt werden soll oder nicht, auftritt, besteht darin, ob den Schächten die Aufgabe zugeschrieben wird, zur Ablagerung von Sinkstoffen des Kanalwassers mit zu dienen, oder ob man verlangt, daß die Sinkstoffe durch die Schächte hindurch mit dem Kanalwasser eventuell zu dem unteren Ende des Kanalnetzes zu führen sind? Grundsätzlich wird letzteres das Richtigere sein, da Ansammlungen von Schlammsack an jeder Stelle des Kanalnetzes einen Uebelstand bilden. Indessen gibt es gut begründete Ausnahmen von der Regel: Wenn die Reinigung der Abwasser nach den örtlichen Verhältnissen besonders schwierig ist, und dieselbe durch das Anhalten von Schmutz in den Schächten (bezw. durch die Entfernung aus denselben) wesentlich erleichtert

wird, so kann die Anlage von Schlammsäcken gerechtfertigt sein. Wenn die Beschaffenheit des Straßenpflasters oder die Straßenreinigung mangelhaft ist, oder aus anderen Ursachen bei Regenfällen den Kanälen viel Sinkstoffe zugeführt werden, und namentlich, wenn unter den Sinkstoffen die spezifisch schweren besonders reich vertreten sind, kann die Anlage von Schlammsäcken ebenfalls das Bessere sein. Und sehr wahrscheinlich findet dies statt, wenn man den gegenwärtigen Zustand als vorübergehenden auffaßt, da nach späterer Ausführung von Verbesserungen in der Beschaffenheit des Straßenpflasters und in der Straßenreinigung nichts im Wege steht, die Sohlenlage der Einstiegschächte um so viel zu erhöhen, daß die Schlammsäcke verschwinden. — Es braucht kaum hinzugefügt zu werden, daß man die Tiefe der Schlammsäcke gering halten muß, um massenhafte Anhäufungen von Schmutzstoffen zu verhindern, und eine häufigere Reinigung der Schlammsäcke zu erzwingen. Selbstverständlich liegt der vorstehend vertretenen Auffassung (durch die der Verfasser sich in Widerspruch mit den Ansichten anderer Sachverständigen setzt) die Voraussetzung zu Grunde, daß diejenigen Bestandteile der Entwässerungsanlagen, welche speziell dem Zwecke zu dienen haben, Sinkstoffe zurückzuhalten, von guter Beschaffenheit sind und gut bedient werden, also Schlammsäcke nicht etwa zur Erleichterung des Betriebs der Kanalisation angelegt werden.

Werden Schlammsäcke nicht angelegt, so kann es sich noch fragen, ob die Schachtsohle eben hergestellt oder mit Rinnen geformt werden soll, durch die dem Wasser beim Durchlauf bestimmte Richtungen angewiesen werden? Berücksichtigt man den Gefällverlust, der durch die Plötzlichkeit der Querschnittsänderung entsteht, und die Verlangsamung der Geschwindigkeit, welche Ablagerungen von Sinkstoffen stattfinden läßt, so ist es klar, daß die Einformung von Rinnen den Vorzug verdient.

Bei der Aufgabe der zweckmäßigsten Tiefenbestimmung dieser Rinnen wird wieder die Frage angeschnitten, welche Höhenlagen die Sohlen der in dem Schacht vereinigten Röhren erhalten sollen? Haben die Röhrenleitungen gleiche Gefälle, so wird man ihre Sohlen in einerlei Tiefe legen. Haben sie ungleiche Gefälle, so wird bei gleicher Höhenlage der Abfluß aus der Leitung mit dem schwächeren Gefälle durch den Abfluss aus den Leitungen mit dem stärkeren Gefälle leicht Hemmungen erfahren; es ist deshalb zweckmäßig, erstere Leitung an der Einmündung in den Schacht etwas höher zu legen als letztere. Rechnerisch ist der Gegenstand kaum verfolgbar; man wird am richtigsten verfahren, wenn man den Unterschied der Höhenlage der Sohlen so bestimmt, daß bei der normalen Abflußhöhe, als welche die durchschnittliche eines Tages angenommen werden kann, die Spiegellagen in beiden Leitungen an der Einmündungsstelle in den Schacht übereinstimmen; damit ist dann auch über die Tiefe der Rinnen in der Schachtsohle bestimmt. Wenn Gleichheit der Gefälle der Leitungen stattfindet, muß die Summe der Wasserquerschnitte an allen Stellen des Zusammentritts möglichst dieselbe sein.

Vielfach wird die Sohle der Schächte aus einer starken Platte von hartem Gestein hergestellt; aus welchem Grunde, ist nicht recht ersichtlich, da die Abnutzung gering ist, gewaltsame Beschädigungen kaum in Frage kommen, und die Einarbeitung von Rinnen in hartes Gestein sehr kostspielig ist. Die Benutzung einer Sohlplatte aus weniger hartem Gestein ist auch empfehlenswert, wenn dieselbe so groß genommen wird, daß sie gleichzeitig als Fundament für das aufgehende Mauerwerk dient, das damit eine unwandelbare Unterstützung erhält. Die Platte aus Naturstein kann durch eine Betonschüttung ersetzt werden, die darin im Vorteil ist, daß die Rinnen in dieselbe mit großer Genauigkeit und mit sehr geringen Kosten eingefügt werden können. Anstatt aus Haustein oder Beton

kann die Schachtohle aber auch aus gewöhnlichem Ziegelmauerwerk mit oder ohne Untermauerung aus geformten Platten (Beton oder gebrannten Platten) hergestellt werden.

Fig. 114—116.

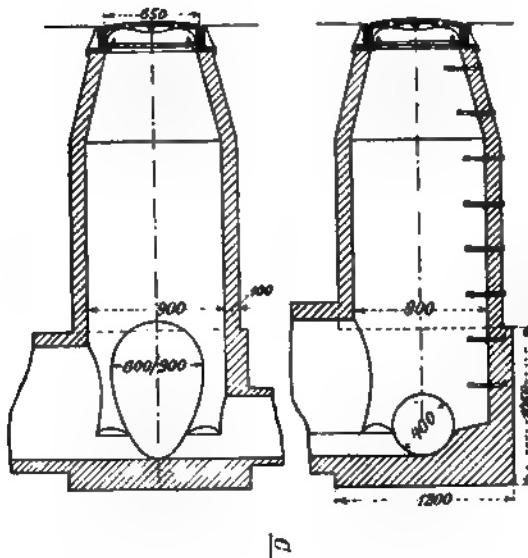
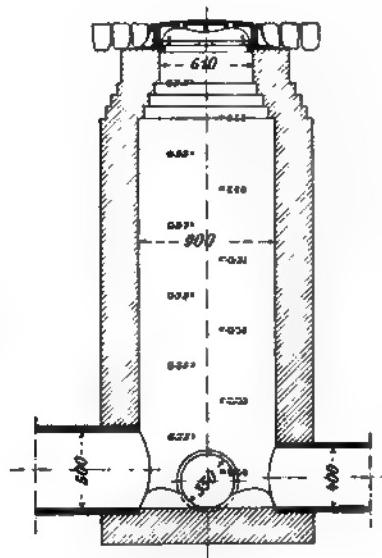


Fig. 117



4.

Fig. 120 u. 121

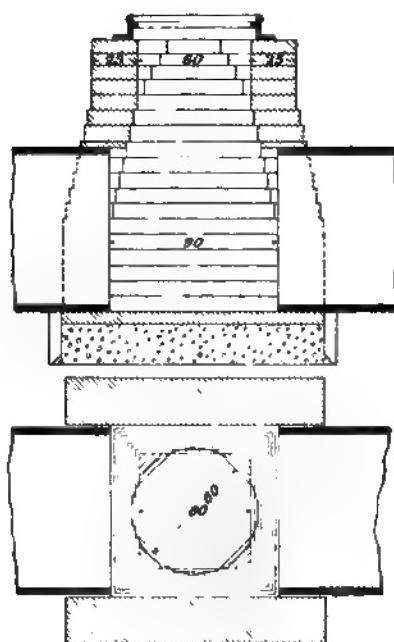
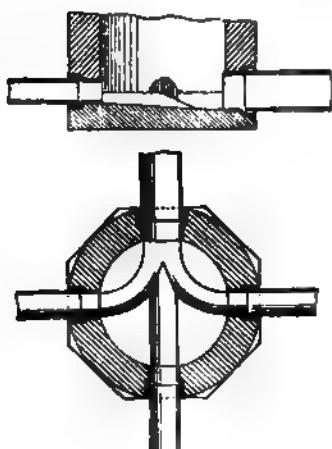


Fig. 118 u. 119*)



*) Nach: Baumeister, a. a. O.

Die Fig. 114—116, 117 und 118, 119 stellen Schachtkonstruktionen zum Zusammenführen von je drei Kanälen dar. Die Sohle dieser Schächte ist mit Rinnen versehen, die Konstruktion Fig. 114—116 ist in Beton, diejenige in den Fig. 117—119

Fig. 122—124

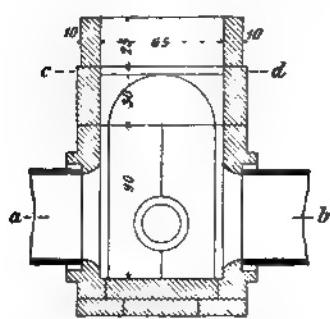


Fig. 125—128.

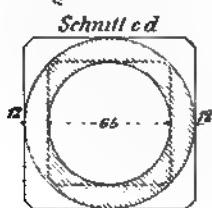
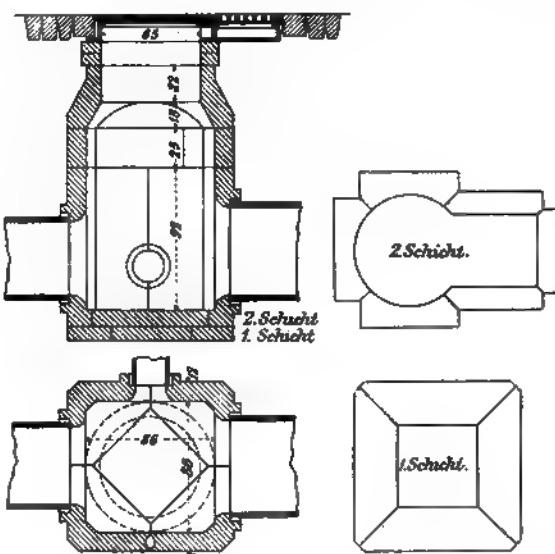


Fig. 129*)

in Mauerwerk, auch mit gemauertem Sohle ausgeführt. Die Konstruktionen Fig. 120—128 geben drei Schachtkonstruktionen von der Kanalisation Potsdams; Ausführung bei zwei Schächten — bis auf den Hals aus Mauerwerk — in Betonformstücken, aus welchen auch die Sohlen bestehen; die beigefügten Nebenabbildungen geben die Einzelheiten der Sohlenbildung. Die Schächte haben alle wenig Tiefe und konnten deshalb mit so geringen Weiten, als vorhanden sind, ausgeführt werden. Die Sohlen derselben liegen zur Bildung eines flachen Schlammsackes etwa 10 cm tiefer als die Sohlen der anschließenden Rohrkanäle. Die Schachtabdeckungen sind dicht; für den Lüftungszweck ist, nach Fig. 125, neben der Abdeckung ein kleiner, mit durchlochter Platte abgedeckter Hohlraum angeordnet, in welchen eventuell Stoffe zur Verdeckung etwa austretender Gerüche eingebracht werden können. — Die Schachtkonstruktion nach Fig. 129 ist von der Berliner Kanalisation entnommen. Aus Ersparnisrücksichten ist der Übergang vom unteren weiten Teil in den engeren Hals sehr tief gelegt. Die anschließenden Rohrkanäle münden in verschiedenen Höhen ein und es entsteht unter dem tiefsten einmündenden Rohre ein Schlammsack von einiger Tiefe. Die ungleiche Höhenlage der Anschlüsse scheint hier kaum empfehlenswert, weil sie die Möglichkeit giebt, daß hoch gelagerte Schmutzanhäufungen bei kräftig einsetzendem Wasserzufluß wieder aufgewühlt und in der Abflußleitung weitergeführt werden.

*) Nach: Baumeister, a. a. O.

§ 322. Alle bisher mitgeteilten Schachtkonstruktionen gelten für Kanalisationen mit gemeinsamer Abführung von Regen- und Hauswasser, oder auch für Abführung nur einer dieser beiden Wassergattungen. Findet Trennung statt, so muß jeder der beiden Kanäle zugänglich sein, was unter Umständen zu etwas verwickelten Schachtkonstruktionen führen kann, die entsprechend kostspielig sind. Es können zwei Fälle vorliegen: Entweder sind die beiden Kanäle neben- oder übereinander angeordnet, selbstverständlich der Schmutzwasserkanal unter dem Regenwasserkanal.

Von Metzger*) sind für letzteren Fall die beiden Normalkonstruktionen Fig. 130, 131 in Vorschlag gebracht worden, und zwar die Konstruktion Fig. 130 für den Fall, daß ein bestehender Kanal für gemeinsame Wasserführung nachträglich

zur getrennten

Führung eingerichtet wird.

Es soll dazu eine mit dicht schließendem abhebbarem

Deckel versehene Rinne eingebaut werden. Ganzähnlich will Metzger die Aufgabe bei Erbauung eines neuen Kanals

lösen (Fig. 131). Ob diese einfachen Konstruktionen genügen, um den jederzeitigen Zugang zu dem Schmutzwasserkanal zu sichern, ob selbst nur die dauernde Trennung der beiden Wassergattungen garantiert ist, kann erst durch längere Erfahrung erwiesen werden.

Liegen die beiden Kanäle nebeneinander, so ist, damit die Grundstücksanschlüsse nicht in Kollision mit dem Regenwasserkanal geraten, ein gewisser Höhenunterschied zwischen beiden notwendig; der Schmutzwasserkanal erhält die tiefere Lage. Es sind drei Anordnungen möglich: Entweder werden die beiden

Fig. 130.

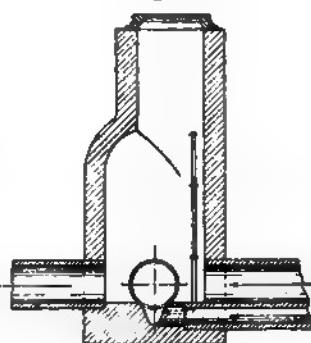
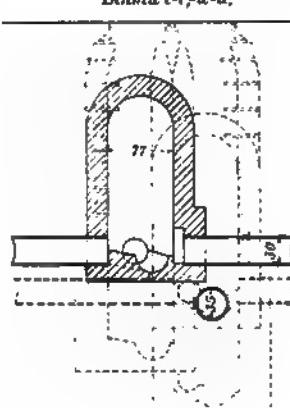


Fig. 131.

Schnitt a-a, b-b.

Schnitt c-c, d-d.



*) Metzger. Ein neues System der Städteentwässerung. Bromberg 1896.

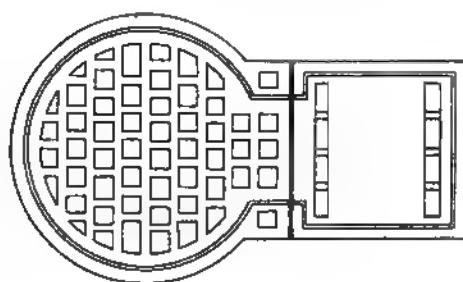
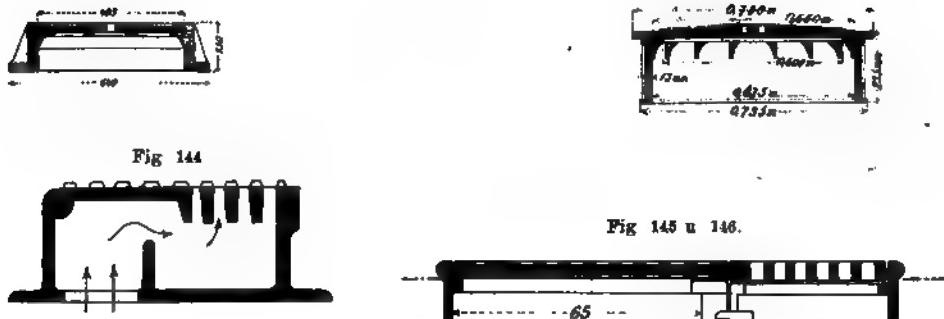
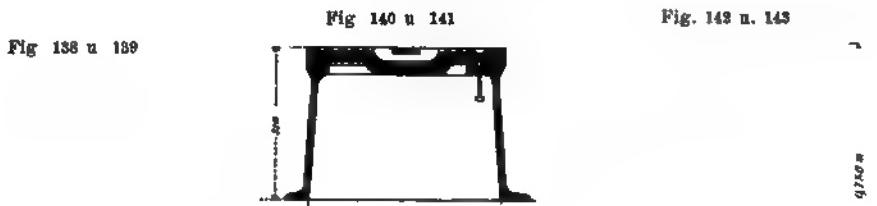
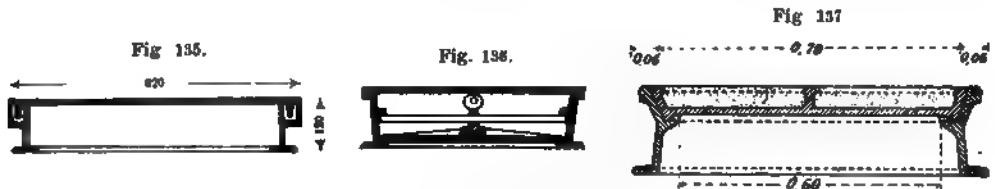
Schachtrinnen unmittelbar verbunden, doch so, daß die Sohle desjenigen Teils, in welchen die Schmutzwasserkanäle einmünden, eine etwas tiefere Lage erhält, oder die Schächte liegen getrennt nebeneinander. Im letzteren Falle kann die Anordnung so sein, daß zwei Seiten sich decken und diese Seiten durch eine gemeinschaftliche Mittelmauer getrennt werden, oder auch so, daß der eine Schacht um ein Stück verschoben wird, vielleicht so weit, daß die Berührung beider nur noch an einer Ecke stattfindet. Die Konstruktion mit Berührung von zwei ganzen Seiten bietet keine konstruktiven Besonderheiten; sie bringt es aber mit sich, daß die eine Gattung der Kanäle den Schacht der anderen kreuzt, bewirkt also entsprechende Verengungen, auch unangenehme, leicht Schaden nehmende Konstruktionsanordnungen, und erfordert endlich eine etwas größere Breite des Schachtbaues als die Anordnung gegeneinander verschobener Schächte. Bei letzterer ist ein gewisses Mehr an Mauerwerk, bei ersteren ein gewisses Mehr an Straßenbreite notwendig, das in engen Straßen vielleicht fehlt. Für die Kanalisation von Barmen ist von Vespermann die in den Fig. 132—134 dargestellte normale Anordnung mit gegeneinander verschobenen Schächten entworfen worden, deren Einzelheiten aus den Figuren erkennbar sind. Die Schachtsohlen sind mit Rinnen hergestellt; die unteren Teile der Schächte da, wo dieselben für Spülzwecke u. s. w. nutzbar gemacht werden sollen, kammerartig erweitert. In den Figuren ist mit punktierten Linien angegeben, wie bei tieferer Lage der Kanäle die Schächte nach unten verlängert werden.

Besonderheiten der Zusammenführung von Kanälen auf Straßenkreuzungen fordern selbstverständlich zu anderweiten Lösungen der Doppelschachtanordnungen als den dargestellten heraus. Auf derartige Fälle ist bei der Mannigfaltigkeit derselben hier nicht einzugehen. Es sei indes u. a. auf eine Anzahl betreffender Lösungen verwiesen, die von Steuernagel herrühren, und in der „Festschrift für die Hauptversammlung des deutschen Vereins für öffentliche Gesundheitspflege, Köln 1898“, mitgeteilt sind.

§ 323. Die Abdeckungen der Einstiegeschächte weisen eine große Mannigfaltigkeit der Formen auf. In erster Linie müssen sie die nötige Stärke besitzen, um die Last des darüber gehenden Verkehrs aushalten zu können. Alsdann dürfen sie den Verkehr nicht behindern, noch weniger ihn gefährden. Wenn sie Öffnungen zur Verbindung mit dem Freien haben, dürfen diese nicht so eng sein, daß die Stollen des Hufeisenbeschlags der Pferde sich darin festklemmen, andererseits auch nicht so weit, daß Menschen oder Tiere mit den Füßen hineingerathen können. Sind keine Öffnungen vorhanden, so muß der Abschluß, den sie gewähren, möglichst dicht sein. Weiter müssen die Abdeckungen entweder vermöge ihres Eigengewichtes so fest liegen, daß sie nicht leicht abgehoben werden können, oder es müssen Einrichtungen zum Verschluß vorhanden sein, und endlich muß die seitliche Begrenzung der Abdeckungen so beschaffen sein, daß sich die Straßenbefestigung gut anschließt, und die Anschlußstelle nicht in kurzer Zeit einen Absatz bildet. Vielfach wird in Verbindung mit Abdeckungen, welche Öffnungen haben, unter denselben eine Auffangvorrichtung für hineingefallenen Straßenschmutz verbunden, damit letzterer nicht auf die Schachtsohle gelangt.

In den Fig. 135—154 ist eine Reihe von Schachtbedeckungen dargestellt, die teils nach besonderen Entwürfen hergestellt, teils den Musterbüchern der betreffenden Fabriken entnommen sind. Die Fig. 135—143 geben dichte Schachtbedeckungen, die nur zum Teil für die Legung in Fahrdämmen geeignet sind, teilweise nur in Gehwegen, auf Plätzen oder in Höfen gebraucht werden können. Die Abdeckungen Fig. 144—146 enthalten für die Luft einen Nebenausgang durch eine Kammer, die

zur Absorbierung von Gerüchen wohl mit Holzkohle gefüllt wird, aber aus Gründen, die auf der Hand liegen, ihren Zweck nur mangelhaft erfüllt. Unter der Abdeckung Fig. 151—152 liegt lose ein leichter Deckel zum Auffangen von Schmutz, der zum



Durchlassen von Luft, bzw. des hineinfallenden Regenwassers eine oder ein paar Öffnungen erhält. Ein ebensolcher Deckel wird auch unter der Abdeckung nach Fig. 149—150, die von der Berliner Kanalisation entnommen ist, verwendet. In den

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.
Busing, Städtereinigung. 2

heraushebbaren Teil dieser Abdeckung sind, um für die Pferdehufe einen festeren Stand als auf der Eisenfläche zu schaffen, Klötze aus Hartholz eingesetzt. Dieselbe, aber eine verbesserte Einrichtung zeigt die Abdeckung Fig. 153 - 154 der Charlottenburger Kanalisation; verschieden ist jedoch die Auffangvorrichtung für hineinfallenden Schmutz gestaltet, indem dieselbe hier aus einem ringförmigen Trichter aus Blech besteht, der im Zentrum die Einstiegeöffnung enthält. Dieselbe ist mit einem leichten Deckel verschlossen, der bei Luftpressungen im Kanal, welche bei rascher Füllung infolge heftiger Regenfälle entstehen können, angehoben wird.

Fig. 149 - 150.

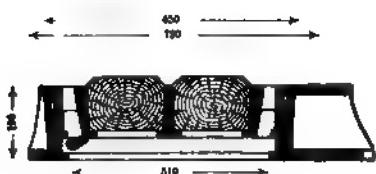
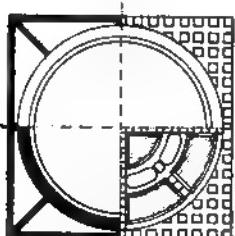
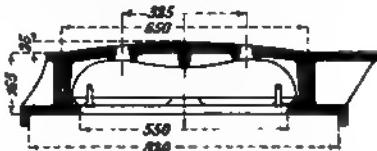


Fig. 153 u. 154



Uebrigens könnten für die Aufhebung solcher Pressungen auch einige Durchlochungen der Trichterwand (wie in der Figur angedeutet) ausgeführt werden, welche jedoch in Charlottenburg, weil die Herstellung von Luftwechsel durch die Schachtabdeckungen nicht stattfinden soll, nicht vorhanden sind. Luftwechsel in den Kanälen wird hier dadurch erzielt, daß die Schächte durch besondere Rohre mit den Regenrohren der benachbarten Häuser verbunden sind, eine etwas kostspielige und zur Nachahmung kaum zu empfehlende Einrichtung. Eine Verbesserung zeigen die Charlottenburger Abdeckungen gegen die Berliner darin, daß die Öffnungen in dem heraushebbaren Teil sich nach unten konisch erweitern; dadurch ist die Möglichkeit beseitigt, daß Verstopfung durch Schmutz stattfindet. Fig. 147, 148 geben eine Abdeckung mit einem darunter aufgehängten Eimer und zahlreichen Öffnungen für den Luftdurchtritt. Als vorteilhaft ist anzumerken, daß die Abdeckung von geringer Größe, auch vergleichsweise billig ist und nur eine geringe Unterbrechung im Straßenpflaster erfordert.

Fig. 151 u. 152



2. Kapitel.

Lampenlöcher.

§ 324. Lampenlöcher und andere kleine Oeffnungen kommen fast nur in Rohrkanälen vor und haben den Zweck, Einsicht in gewisse Stellen der Kanäle zu gewähren, bzw. Geräte zum Reinigen der Kanäle einzuführen. Vorübergehend sowohl als dauernd erfüllen Lampenlöcher auch den Zweck, sich von dem baulichen

Fig. 155 u. 156 *)

Fig. 157

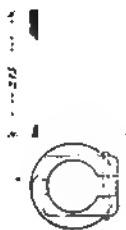
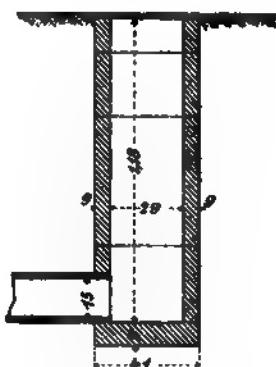


Fig. 158.



Zustände einer Kanalstrecke Ueberzeugung zu verschaffen: bei der Bauausführung, ob eine Strecke überall gerade und in richtigem Gefälle verlegt ist und später, ob und wo eine Strecke etwa schadhaft geworden ist, ob und wo Abfluhhindernisse

Fig. 159 *)

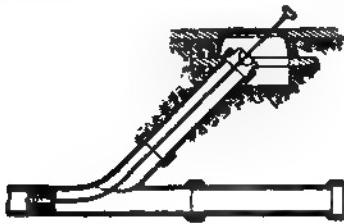


Fig. 160.



Fig. 161



Fig. 162 *)



in derselben bestehen. Dazu wird eine Flamme bis zur Tiefe des Kanals durch das Lampenloch hinabgelassen und festgestellt, ob dieselbe vom nächstliegenden Schacht aus gesehen werden kann. Bei Richtungswechseln einer Leitung, welche nicht so beschaffen sind, um die Anlage eines Schachtes notwendig zu machen, oder wo letztere unmöglich ist, legt man zuweilen ein Lampenloch an, um diese Stelle auf etwaige Abfluhhindernisse einsehen, eventuell ein Gerät zum Forträumen derselben einführen zu können. Vorzugweise kommen Einrichtungen der in Rede

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

stehenden Art in den Entwässerungsleitungen, die auf den Grundstücken liegen, vor, weil in diesen Richtungswechsel jeder Größe und zahlreich angetroffen werden, dazu die Leitungen von kleinem Kaliber sind.

An allen Stellen, wo Richtungswechsel stattfinden, desgleichen wo zwei oder mehr Schmutzwasserleitungen zusammengeführt werden, endlich an sogenannten toten Enden müssen entweder kleine Schächte angelegt, oder andere Einrichtungen getroffen werden, um entweder Geräte einführen, oder spülen, oder räumen zu können. Neben Siphons, oder über denselben, und bei sogenannten Rückstauklappen sind ebenfalls Eingänge zu schaffen, weil an diesen Stellen leicht Abflusshindernisse auftreten. Schächte auf den Grundstücken sind aber gewöhnlich als ein Uebel anzusehen und zwar einerlei, ob sie mit oder ohne Schlamsack hergestellt werden. Auch wenn kein Schlamsack vorhanden ist, bilden sich in denselben Ablagerungen, die in kurzen Zwischenräumen entfernt werden müssen. Hat aber der Schacht einen Schlamsack, so häufen sich in demselben die Ablagerungen leicht rasch so hoch auf, daß die Ein- und Ausgänge der Rohre dadurch gesperrt werden. Dies findet namentlich bei denjenigen Leitungen leicht statt, welche aus Küchen kommen, weil die mitgeführten Fette und Seifen sich mit dem Kaffeesatz zu Klumpen zusammenballen, die durch Wasser nicht angegriffen oder gelöst werden, sondern durch weitergehenden Ansatz ihr Volumen oft so lange vermehren, bis der ganze Rohrquerschnitt geschlossen ist.

Eine kleine Sammlung von normalen Konstruktionen hierhergehöriger Art ist in den Fig. 155—158 und 159—162 mitgeteilt, welche nach dem Vorangeschickten keiner Erklärung bedürfen. Ein gleichartiger Verschluß eiserner Röhren, wie in Fig. 160 mitgeteilt ist, kommt auch bei Thonrohren vor, bei „glatten“ Rohren selten, fast immer jedoch über oder neben einem Siphon. Wenn auf den Siphon eine Rückstauklappe folgt, darf ein Eingang zu dieser Stelle der Leitung niemals fehlen.

XIX. Abschnitt.

Zusammenführung von Kanälen sowie Kreuzungen mit anderen Leitungen im Straßengrunde.

1. Kapitel.

Zusammenführungen mehrerer Kanäle an einer Stelle.

§ 325. Zusammenführungen von besteigbaren Kanälen werden vielfach auch ohne Schachtanlage ausgeführt, jedenfalls dann, wenn ein Einsteigeschacht in nicht weiter Entfernung liegt; höchstens bringt man dann ein Lampenloch über der Stelle an. Immer ist mit der Zusammenführung ein gewisser Gefälleverlust verbunden, den man aber durch möglichst spitze Ausführung des Zusammenschlusses auf ein Kleinstmaß herabbringen kann. Wenn die allgemeinen Richtungen der zusammenzuführenden Leitungen rechtwinklig aufeinander treffen, wie es bei Grundstückanschlüssen der Fall ist, wird man ein Bogenstück einschalten. In den vom Verbande deutscher Architekten- und Ingenieurvereine aufgestellten Normen von 1899 ist vorgesehen, daß die Abzweige für diesen Zweck den Winkel von 30° haben sollen. In Verbindung mit einem Bogenstück des Zentriwinkels von 60° läßt sich damit ein Anschluß unter dem Winkel von 90° vermitteln.

Findet der Zusammenschluß an der Sohle der Hauptleitung statt, so sind zu noch feinerer Vermittelung sogenannte Zungenstücke notwendig, welche mit großer Sorgfalt hergestellt und in eine möglichst gut zugeschräfte Spitze auslaufen müssen. Zu den Zungen wird am besten Naturstein verwendet; doch lassen sich dieselben in Beton leichter formen. Bei Herstellung aus hartgebrannten Ziegeln muß ein Putzüberzug zu Hilfe genommen werden, der aber leicht Beschädigungen ausgesetzt ist und auch in kurzer Zeit abgenutzt werden kann.

Wichtiger fast als die genaue Formung der Zunge ist die Bestimmung der richtigen Sohlenlage der Kanäle am Treffpunkt. Bei Gleichheit der Profilgröße der zusammengeführten Kanäle und daneben Gleichheit der Gefälle legt man die Sohlen an dem Treppunkte in gleiche Höhe. Trifft nur eines von beiden zu, so wird man, sei es den engeren Kanal, sei es denjenigen mit geringerem Gefälle in der Sohle höher legen als den anderen Kanal, damit in ersterem nicht Rückstau stattfindet. Ist bei dem geringeren Gefälle noch ein gewisses Plus vorhanden, so kann man den Anschluß entweder plötzlich, mit Absturz, oder unter sanfter Vermittelung des Höhenunterschiedes ausführen. Der Höhenunterschied wird am zweckmäßigsten nach denjenigen Wasserständen in den beiden Kanälen bestimmt,

welche vorwiegen; dies werden allgemein diejenigen Wasserstände sein, die beim sogenannten Trockenabschluß stattfinden. (Vergl. auch § 321.)

Eine besondere Erörterung ist noch in Bezug auf die Höhenlage der Grundstücksanschlüsse notwendig. Wenn die Haurohre zur Lüftung der Straßenkanäle

Fig. 163—165

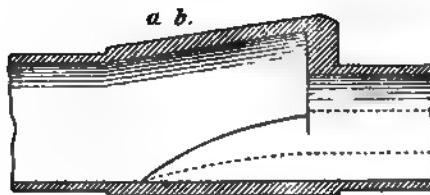
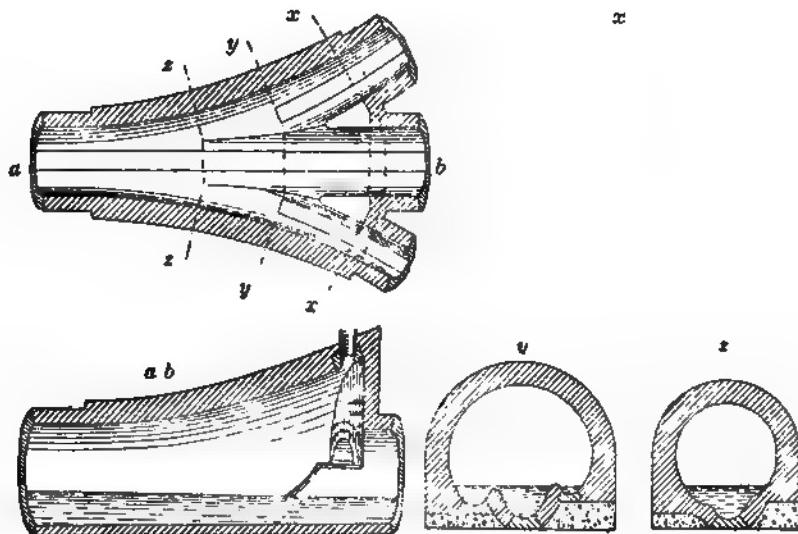


Fig. 166—170 *)



herangezogen werden sollen, sollte die Zuleitung vom Grundstück nicht unter dem Wasserspiegel des Straßenkanals anschließen. Ist der Lüftungszweck nicht vorhanden, so kommt es darauf an, ob die Zuleitung vom Grundstück gutes oder schlechtes Gefälle hat. Wenn letzteres stattfindet, ist der Anschluß unter Wasser-

*) Nach: Baumeister, a. a. O.

spiegel nicht zulässig, weil die Gefahr vorliegt, daß die Anschlußleitung durch Hineinführung von Sinkstoffen mit dem Rückstau verstopft werden könnte; bei gutem Gefälle ist dies, wenn nur der Wasserstand im Straßenkanal wechselt (zeitweilig sinkt), nicht zu befürchten. Zweigt die Anschlußleitung im oberen Teil des Profils vom Straßenkanal ab, so ist sowohl die dauernde Lüftung gesichert, als Sicherheit gegen Verstopfung vorhanden. Wenn es sich um begehbarer Kanäle handelt, wird man jedoch zum Schutze der Arbeiter, die den Kanal betreten, die Grundstücksanschlüsse nicht in dem Kanalscheitel, sondern seitlich einmünden lassen. Immer ist es höchst wünschenswert, die Einmündungen, auch wenn die Grundstücksanschlüsse erst viel später erfolgen, sogleich beim Bau der Kanäle mit herzustellen, da die nachträgliche Herstellung den Kanälen meist zu großem Schaden gereicht. (Vergl. im § 241.) Der Abstand von je zwei Einmündungsstellen richtet sich ganz nach der Form und Größe der Grundstücke, sowie nach den Normen, welche die Gemeinde für die Grundstücksanschlüsse erlässt.

In den Fig. 163—165 und 166—170 sind zwei Beispiele der Zusammenführung von Kanälen größerer Profils, auch in den Einzelheiten mitgeteilt. Fig. 166—170 ist von der Frankfurter Kanalisation entnommen; die Herstellung ist in Ziegelbau bewirkt. Fig. 163—165 ist in Heidelberg ausgeführt, und zwar in Betonbau. In beiden Beispielen ist über der Zusammenführungsstelle ein sogenanntes Trompetengewölbe angelegt, um alle Teile des Werkes bequem erreichen zu können. Der Innenraum ist in Fig. 166—170 mit einem Lampenloch beschränkt zugänglich gemacht, in Fig. 163—165 mittels eines in unmittelbarer Nähe angeordneten Einsteigeschachtes; die abgesonderte Lage des Schachtes dürfte gewöhnlich eine Ersparnis an Baukosten mit sich bringen. Ueber die Verschiedenheiten in den Höhenlagen der Sohlen der zusammengeführten Kanäle und über die Gestaltung der Zungen zwischen denselben geben die Figuren für sich allein genaue Auskunft.

2. Kapitel.

Kreuzung von zwei Kanälen ohne Zusammenführung derselben.

§ 326. Beim Zusammentreffen von Kanälen mit anderen Leitungen, die im Straßengrunde liegen, oder bei Begegnungen von Kanälen, die getrennt bleiben sollen, entstehen oft sehr gekünstelte Konstruktionen. Die Notwendigkeit solcher Anlagen muß deshalb durch vorhergehende sorgfältige Ermittelung solcher Kreuzungsstellen nach aller Thunlichkeit eingeschränkt werden.

Der einfachste Fall ist der, daß ein Kanal unter einer anderen Leitung (Gas, Wasser u. s. w.) passiert. Dann ist nur Sorge zu tragen, daß die Unterstopfung der gekreuzten Leitung mit möglichster Sorgfalt ausgeführt werde, um zu verhüten, daß Lockerungen eintreten, durch die ein Rohrbruch oder ein Undichtwerden der Leitung bewirkt werden könnte. Bei ungünstiger Beschaffenheit des Grundes in der Umgebung der Kreuzungsstelle, oder wenn man Zweifel über die Güte der Unterstopfung hegt, und vollste Sicherung der gekreuzten Leitung unbedingt notwendig ist, wird man letztere durch eine Pfahlstellung und einen darüber gelegten Holm, oder durch Mauerung auf eine kurze Strecke unterstützen müssen, oder auch ein kurzes Stück Kanal herstellen, in welches die gekreuzte Leitung sicher zu verlegen ist.

Dass die gekreuzte Leitung tiefer als der Entwässerungskanal liegt, ist ein selten vorkommender Fall. Wenn derselbe eintritt, wird man ähnliche Vorsichtsmaßregeln wie hier zu treffen haben; die gekreuzte Leitung darf dann durch den Kanal nicht belastet werden.

Ungünstiger ist der Fall, wenn der Kanal mit der gekreuzten Leitung in einerlei Höhe liegt. Kann man letzteren an der Kreuzungsstelle nicht so weit in

Fig. 171 u. 172 *)



Fig. 173 *)

+

seiner Höhenlage verändern, daß der Kanal über oder unter der Leitung passiert, wobei dann die zu treffenden Sicherheitsvorkehrungen dieselben sind, welche vorhin angegeben wurden, so führt man die fremde Leitung durch den Kanalkörper hin-

Fig. 174 u. 175 *)

A

durch und schreitet, wenn es nach dem Durchmesser der Leitung notwendig ist, zu einer entsprechenden Profilvergrößerung des Kanals. Dieselbe wird sich zuweilen am einfachsten dadurch herstellen lassen, daß man an der Kreuzungsstelle einen Schacht anlegt. Wenn ein Rohrkanal auf eine fremde Leitung trifft, so mag

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, z. a. O.

man denselben an dieser Stelle als Siphon gestalten, bedarf alsdann aber gewöhnlich einer verschließbaren Oeffnung in der Siphonwand und eines Einsteigeschachts zur Erreichung derselben, jedenfalls eines Schachts, um etwaige Abflusshindernisse aus dem Siphon entfernen zu können.

Sind beide, die treffende und die getroffene Leitung, Entwässerungskanäle, so können sich je nach der Bedeutung, nach Form und Gefälle derselben sehr verschiedene Lösungen der Aufgabe ergeben, für welche im voraus keine Regeln aufstellbar sind. Nachstehend sollen ein paar einschlägige Beispiele mitgeteilt werden, die als Anhaltspunkte benutzbar sind.

In Fig. 171—175 werden drei betreffende Konstruktionen vorgeführt, von welchen Fig. 171—173 von der Berliner Kanalisation, Fig. 174 und 175 von der Kanalisation von Frankfurt a. M. herrühren. In Fig. 171 und 172 findet Kreuzung eines Notauslasses mit einem Kanal bei ziemlich gleicher Höhenlage beider statt. Um eine Siphonanlage zu vermeiden, ist die Sohle des Notauslasses aus Eisenblech hergestellt worden und der Verlust an Höhe des Kanalprofils durch eine Vermehrung der Breite desselben wieder eingebbracht. Auch an der Kreuzung nach Fig. 173 hat man die Sohle des oben liegenden — als Notauslaß benutzten alten — Kanals an der Kreuzungsstelle aus Eisen hergestellt, und die Sohlendicke des neuen Kanals beschränkt. Dadurch hat letzterer an dieser Stelle eine siphonartige Gestalt angenommen, welche zugänglich bleiben mußte. Der für diesen Zweck angelegte Schacht erfüllt gleichzeitig den Zweck, zur Ueberführung überschüssig zufließenden Regenwassers in den alten Kanal zu dienen, in dessen Wand die Ueberfallschwelle angeordnet ist.

In Siphonform ist die Kreuzungsanlage zweier Kanäle von der Kanalisation Frankfurts, Fig. 174 und 175, durchgeführt. Dicht bei der Kreuzungsstelle finden drei Zusammenführungen von je zwei Kanälen statt, über welchen schachtartige Aufbauten angelegt sind, die mit Lüftungsöffnungen zur Straßenoberfläche hinauf reichen. Der Siphon und die drei benachbarten Zusammenführungen der Kanäle sind durch einen seitlich gelegten Schacht zugänglich.

§ 327. Kreuzungsanlagen der beschriebenen Art sind in gewissem Sinne als Notbehelfe anzusehen, die der Zweckmäßigkeit der Entwässerungsanlage Abbruch thun und dazu kostspielig im Bau — gewöhnlich auch im Betriebe — werden; man wird sie deshalb möglichst zu vermeiden suchen, indem man die Lage fremder Leitungen im Straßengrunde genau ermittelt. Doch ist dies aus dem Grunde, daß die fremden Leitungen früher angelegt, oft auch stückweise entstanden sind, in der Regel nicht thunlich. Daraus, sowie aus dem Bedürfnis der Neuzeit, nach Einlegung von mehreren Leitungen in den Straßengrund, aus den Störungen, die die ordnungsmäßige Unterhaltung derselben für den Verkehr mit sich bringt, aus der Kostspieligkeit des Aufbrechens und Wiederherstellens der neueren verbesserten Straßenpflasterungen ist der Vorschlag hervorgegangen, mit den Kanalisationsleitungen den Grund unter dem Fahrdamm der Straße zu vermeiden, und zum Einlegen die Gehwege der Straßen zu benutzen; sogar der viel weiter gehende Vorschlag, alle Leitungen unter die Gehwege zu verlegen. Die Leitungen sollen in einem begehbar Tunnel untergebracht werden, der gewöhnlich auch als Entwässerungskanal benutzbar ist; unter Umständen mag man den Entwässerungskanal neben dem Tunnel anordnen.

Die Verlegung der Straßenkanäle unter die Gehwege ist aus verschiedenen Gründen zweckmäßig, allerdings auch kostspielig, weil man gewöhnlich zwei Leitungen wird anlegen müssen. Die Zweckmäßigkeit liegt darin, daß die Grundstücksanschlüsse gute Gefälle erhalten, daß wenn man zwischen den beiden Leitungen

einige Verbindungen herstellt, das Leitungsnetz in seiner Aufnahmefähigkeit bei heftigen Regenfällen verbessert, daß endlich bei Aufbrüchen u. s. w. der Straßenverkehr am wenigsten behelligt wird. Die Lage unter den Gehwegen ist jedoch in der Hinsicht ungünstig, daß die Einsteigeschächte den an der Straße stehenden Gebäuden näher gerückt werden, woraus für die Bewohner — aber auch für den Fußgängerverkehr der Straße —, wenn Verbindungen mit der Straßenoberfläche bestehen, zuzeiten Belästigungen durch üble Gerüche hervorgehen können. (Vergl. § 320.)

Es sind einige einschlägige Ausführungen letzterer beiden Arten bekannt, z. B. die Egouts collecteurs in Paris, der Tunnel in dem Viadukt über das Holbornthal und der Tunnel unter dem Thames-Embankment, beide in London: doch handelt es sich hierbei um besondere lokale Verhältnisse, die sich nicht häufig wiederholen. Bestehende Straßen werden sich für derartige Anlagen nur sehr selten benutzen lassen, während man bei Schaffung neuer Straßen allerdings die Möglichkeit dazu in der Hand haben kann. Aber in der Regel auch nur die bloße Möglichkeit, für die in den hohen Kosten, welche erfordert werden, die Grenze sehr nahe liegt. Es ist schließlich dazu auch noch darauf hinzuweisen, daß für Gasleitungen die Lage im Straßengrunde allgemein bevorzugt wird, weil bei Leitungen, die in Tunnels untergebracht sind, Gasausströmungen aus Undichtigkeiten der Rohre durch Explosionen leicht großen Schaden anrichten können, auch massenhaftes Eindringen in benachbarte Häuser und Erstickungsgefahr für Arbeiter, die den Tunnel betreten, möglich ist. Ob die gemeinsame Unterbringung von elektrischen Leitungen und Gasleitungen von Gefahren gänzlich befreit werden kann, ist vielleicht noch zweifelhaft.

Als Litteraturquellen zu dem vorbehandelten Gegenstande sind schließlich anzuführen: Hobrecht, J. Vortrag auf der Wanderversammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, in: Deutsche Bauzeitung 1890, S. 445. — Stübben, J. Der Städtebau. Handbuch der Architektur, 9. Halbbd. Darmstadt 1890. — The Builder 1869. — Journ. f. Gasbeleuchtung u. Wasserversorgung 1890, S. 4. — Endlich: Deutsche Bauzeitung 1893, S. 24, wo die Ausführung eines Leitungsganges unter der Kaiser Wilhelm-Straße in Hamburg mitgeteilt ist.

XX. Abschnitt.

Regenüberfälle und Notauslässe.

1. Kapitel.

Regenüberfälle.

§ 328. Die allgemeine Behandlung, welche die Regenüberfälle in Kapitel 6 (§ 140) gefunden haben, bedarf hier noch einer Vervollständigung, besonders da a. a. O. die Thätigkeit des Regenüberfalls erst von dem Augenblicke an in Betracht gezogen wurde, wo das Verdünnungsverhältnis des Kanalwassers den Größtwert erreicht.

Der Abfluß der Hauswasser mag im Sinne der nachfolgenden Besprechung zunächst als konstant angenommen werden. Beträgt derselbe sekundlich von 1 ha bebauter Fläche q , und ist die bebaute Fläche = F , so fliesst konstant die Hauswassermenge qF ab.

Weil bei einem Regenfall das Gebiet, für welches der Regenüberfall angelegt ist, erst nach und nach dem letzteren tributär wird (vergl. § 135), so tritt die Verdünnung des Kanalwassers anfänglich nur gering auf, und wächst von 0 bis zu demjenigen Zeitpunkte, wo entweder in der abfließenden Regenmenge der Beharrungszustand erreicht ist, oder zu welchem wegen vergrößerter Regenintensität vorübergehend schon vorher ein größerer Zufluß an Regenwasser stattfindet, als später nach Erreichung des Beharrungszustandes. Nach Beendigung des Regenfalls findet der gleiche Vorgang in umgekehrter Reihenfolge statt. Da die sekundlich von 1 ha des Abflußgebiets erfolgende Regenwassermenge:

$$A = \frac{\phi F_1 R}{\sqrt[3]{F_1}},$$

ist, so ist das Verdünnungsverhältnis des Kanalwassers, welches an der Stelle des Regenüberfalls stattfindet, für jeden Augenblick ausgedrückt durch:

$$1. \dots \dots \dots \quad V = \frac{\phi F_1 R}{q F \sqrt[3]{F_1}},$$

welche Gleichung allerdings nicht auf den (für die rechnungsmäßige Behandlung unzugänglichen) Fall paßt, daß die Regenintensität örtlich oder zeitlich, oder örtlich und zeitlich zugleich wechselt, der daher ausgeschieden werden muß.

In der Gleichung sind die Gebiete F und F_1 als verschieden angenommen, wie

es allerdings der Fall sein kann. Wenn sich das bebaute Gebiet F mit dem Niederschlagsgebiet F_1 deckt, vereinfacht sich die Gleichung 1 wie folgt:

$$2. \dots \dots \dots \quad V = \frac{\phi R}{q \sqrt{F}},$$

in welcher n bei flachen Gebieten = 4, bei bewegtem Gebiet = 5 und bei steilem Gelände = 6 angenommen werden kann. Nach dieser Gleichung wird die Verdünnung um so größer, je kleiner das Niederschlagsgebiet, doch ist das Wachstum nur gering, indem es z. B. bei den Verkleinerungen von F auf:

	für $n = 4$	$n = 5$	$n = 6$	
$\frac{1}{5}$	1,50	1,37	1,30	zunimmt
$\frac{1}{4}$	1,41	1,32	1,27	
$\frac{1}{3}$	1,32	1,23	1,20	
$\frac{1}{2}$	1,17	1,15	1,14	

Die Gleichung 2 lässt erkennen, daß, da die erreichbare Verdünnung von einem bestimmten Werte des Verhältnisses $\frac{R}{\sqrt{F}}$ abhängt, dieselbe Verdünnung sich auch bei verschiedenen Zuständen, die für Regenwassermenge und Flächengröße bestehen, ergeben kann. Dies wird anschaulich, wenn man nur die folgenden möglichen Relationen ins Auge faßt:

1. Großes R zusammen mit großem F .
2. Kleines R " " kleinem F .
3. Großes R " " kleinem F .
4. Kleines R " " großem F .
5. Mittleres R " " mittlerem F .

Die unter 1, 2 und 5 angenommenen, ganz verschiedenen Zustände können den gleichen Verdünnungszustand des Kanalwassers ergeben; der zu 3 vorausgesetzte Zustand wird die größte, der zu 4 gedachte die geringste Verdünnung liefern. Doch können auch andere Relationen, die von örtlichen und zeitlichen Vorgängen bei einem Regenfall abhängen, Verdünnungen herbeiführen, die sich dem Größt- oder Kleinstwert derselben nähern. Dabei ist noch der Einfluß, den zeitliche Wechsel in der Hauswassermenge hervorrufen, ganz außer Spiel gelassen. Daß dieser bedeutend sein kann, ersieht sich aus § 128, an welcher Stelle für Großstädte als Grenzen des stündlichen Trockenabflusses etwa 2 und 6,6 % der Tagesmenge des Trockenabflusses nachgewiesen sind. Entsprechend würde man also, um die Wechsel, welche er erleidet, genau kennen zu lernen, anstatt mit der Durchschnittsmenge $q = \frac{0,0416 Q}{60 \cdot 60}$ mit: $q_{min} = \frac{0,02 Q}{60 \cdot 60}$, bzw. $q_{max} = \frac{0,066 Q}{60 \cdot 60}$ rechnen müssen. In kleinen Städten können q_{min} und q_{max} noch weiter auseinander liegen als hier angenommen ist.

Indessen werden auch durch verfeinerte Rechnungen wie diese die Zustände nicht genau übersehbar, weil noch mehrere andere Faktoren ins Spiel kommen. So z. B. übt es einen günstigen Einfluß auf den Verdünnungszustand der Kanalwasser aus, daß die relativ reinen Dachwasser den Kanälen im Anfang eines Regenfalles rascher zugeführt werden als die weniger reinen Wasser von Straßen und Höfen, daß also zu Anfang der Erhöhung des Wasserstandes in den Kanälen eine kräftig wirkende Verdünnung einsetzt, die nicht nur den Anfangszustand derselben günstiger

erscheinen läßt, als er gewöhnlich angesehen wird, sondern auch einen verbessern- den Einfluß auf die in den späteren Stadien des Abflusses vorhandene Beschaffenheit des Kanalwassers ausübt. Da aber dem Zulauf des reineren Dachwassers bald der Zulauf des zuerst stark verunreinigten Wassers von Straßen und Hofflächen folgt, so herrscht in der Frühperiode des Wasserabflusses ein immerwährender Wechsel in dem Verdünnungszustand der Kanalwasser, der auch von Profilgrößen und dem Gefälle der Kanäle — als ausgleichenden Faktoren — stark beeinflußt wird.

Je weiter abwärts im Kanalnetze daher die Regenüberfälle abzweigen, um so mehr Gleichmäßigkeit wird der Verdünnungszustand aufweisen und umgekehrt.

Die vorstehenden Darlegungen erweisen die Unmöglichkeit, auf bloß rechnerischem Wege zu nur einiger Gewißheit über den in einem bestimmten Zeitpunkte herrschenden Verdünnungszustand des Kanalwassers zu gelangen, daß dazu vielmehr oft wiederholte und genaue Beobachtungen in den betreffenden Kanalstrecken notwendig sind. Weiter folgt aus den obigen Darlegungen, daß es unmöglich ist, mit einer festen Höhenlage der Ueberlaufschwelle gleichbleibende Beschaffenheit (Verdünnung) der durch Regenkanäle abfließenden Mischwasser zu erzielen, daß es dazu vielmehr eines beweglichen Teils auf der Ueberlaufschwelle und einer genauen Handhabung desselben bedürfen würde.

Da aber letztere Forderung schwer oder kaum erfüllbar ist, so bleibt nichts übrig, als durch große Höhenlage der Ueberlaufschwelle dagegen vorzukehren, daß unter besonderen Umständen nicht Wasser durch die Regenkanäle abfließen, die erheblich stärker verunreinigt sind, als es — nach oberflächlich geführten Rechnungen — der Fall sein sollte. Uebrigens wird darauf hingewiesen, daß die Notwendigkeit, die Ueberlaufschwellen der Regenkanäle veränderlich zu machen, auch von einem anderen Gesichtspunkte aus bereits an früherer Stelle — im § 140 — dargethan ist. Unter den weiterhin folgenden Beispielen für die Konstruktion von Regenüberfällen wird auch ein solches mitgeteilt, bei welchem genaue Regelung des Verdünnungszustandes mittelst eines Ventils erfolgt und Dammbalken überhaupt nicht vorkommen. —

§ 329. Für die Bestimmung der normalen Höhenlage der Ueberfallschwelle ist im Interesse der Sicherheit mit der höchsten sekundlichen Abflußmenge des Hauswassers zu rechnen, worüber § 100 zu vergleichen ist. Hier und da wird das Doppelte des durchschnittlichen Abflusses gerechnet, und darin eine Annahme gemacht, die mit der empfohlenen oft nahe übereinstimmt. Uebrigens hat eine rationelle Festlegung der Höhenlage der Ueberfallschwelle zur Voraussetzung, daß dabei die Besonderheiten des Orts voll zur Geltung gelangen. In erster Linie sind die großen Verschiedenheiten zu beachten, welche auf Unterschieden im Wasserverbrauch pro Kopf beruhen. Da es Wasserversorgungen sowohl von 30 als 120 l Verbrauch pro Kopf und Tag giebt, weisen die Kanalwasser entsprechende Konzentrationsverschiedenheiten auf. In Städten mit großer Bevölkerungsdichte, wo unter dem Zwange, den die Enge der Wohnungen mit sich bringt, die Reinlichkeitspflege mangelhaft ist, oder wo die Aerlichkeit der Bevölkerung die größte Sparsamkeit im Wasserverbrauch zur Folge hat, oder wo durch zahlreiche kleine Gewerbebetriebe Verunreinigungen der Abwasser entstehen, die an anderen Orten nicht vorkommen, muß ein höherer Verdünnungszustand der den Regenüberfällen zuzuweisenden Wassermengen gefordert werden als in weiträumig bebauten Städten mit wohlhabender Bevölkerung. Wo die von Dächern abfließenden Regenwassermengen im Vergleich zu den Straßennassermengen verhältnismäßig groß sind, dürfen die Ueberfallschwellen der Regen-

auslässe niedriger liegen als in Orten mit relativ kleinen Dachflächen und auch in solchen mit mangelhaft gereinigten und dazu verkehrsreichen Straßen. Regenüberfälle, die am oberen Ende des Kanalnetzes liegen, dürfen, wenn der Fluß, in den sie abgelassen werden, auf seinem Weiterlaufe noch die Stadt berührt, nur stark verdünnte Wasser auslassen, wogegen in der Regel nichts im Wege stehen wird, daß die weiter abwärts liegenden Regenauslässe, namentlich aber die schon außerhalb des Stadtgebiets fallenden Wasser von geringerer Verdünnung ableiten. Einen nicht kleinen Einfluß auf die Festsetzung des Verdünnungszustandes sollte auch die Ausgestaltung von Einzelheiten der Kanalisation selbst bieten. Wo die Einrichtungen zum Zurückhalten von Sinkstoffen sehr vollkommen ausgestaltet sind und gut bedient werden, kann man sich mit geringerer Verdünnung begnügen als da, wo die ganze Anlage mit weniger Sorgfalt ausgeführt und weniger sorgfältig bedient wird. —

§ 330. Ein Mangel, der den Regenüberfällen überall da anhaftet, wo die Kanalwasser durch Maschinen und Pumpwerke nach älterer Einrichtung fortgeschafft werden, besteht darin, daß derjenige Teil der Pumpwerke, der als Reserve für den Eintritt heftiger Regenfälle vorhanden ist, zu spät in Aktion tritt, und gewöhnlich auch darin, daß die Pumpwerke gegenüber den bei solchen Regenfällen zufließenden großen Wassermengen zu schwach sind.

Infolge des erstgenannten Mangels tritt der Augenblick, in dem die Regenüberfälle anfangen auszulassen, zu rasch ein, und bevor noch die Schmutzmengen zu einem selbst nur mäßig hohen Anteil durch die Kanäle selbst fortgeführt sind. Die Regenüberfälle lassen also im Beginn zu stark verunreinigte Wasser austreten. Könnte man den Beginn wenn auch nur um eine kleine Anzahl von Minuten hinausschieben, so würde für die Reinheit des die Regenüberfälle passierenden Wassers viel gewonnen sein. Bei den mit Dampf betriebenen Pumpwerken ist es kaum möglich, für den Übergang aus dem Zustande der Ruhe in den der Thätigkeit mit einer gewissen, nicht großen Anzahl von Minuten auszukommen; dagegen gewährt der elektrische Antrieb der Pumpen und auch der Antrieb mittelst Gaskraftmaschinen die Möglichkeit, die Ingangsetzung derselben innerhalb nur einer Anzahl von Sekunden zu bewirken. Es muß deshalb als eine wichtige Aufgabe der Zukunft angesehen werden, für den Betrieb von Reservepumpen die Benutzung von Dampfkraft aufzugeben, und zum elektrischen Betriebe oder Betriebe mit Gaskraftmaschinen überzugehen.

Der Mangel, daß die Regenüberfälle zu lange in Thätigkeit bleiben, kann nur durch Verstärkung der Maschinenkraft beseitigt werden. Alle bisher für Schwemmkanalisationen angelegten Pumpwerke sind so bemessen, daß sie im wesentlichen nur den sogenannten Trockenabfluß wegzuschaffen vermögen, aber von Regenwassern nur einige wenige Prozente fördern können, und infolge davon für Beseitigung der bei schweren Regenfällen niedergehenden Meteorwassermengen kaum etwas leisten. Infolge davon arbeiten die Regenüberfälle, namentlich die an den unteren Enden des Kanalnetzes liegenden, oft ungebührlich lange. Es mag sein, daß durch eine Steigerung der Maschinenkraft, wenn die Erzeugung der Kraft in der Pumpstation selbst stattfindet, zuweilen ein unverhältnismäßig großer, vom wirtschaftlichen Standpunkt nicht zu rechtfertigender Kostenaufwand entsteht. Dieser Einwand dürfte aber in der Zukunft oft hinfällig sein, weil mit der fortschreitenden Einrichtung von elektrischen Kraftzentralen die Möglichkeit gegeben sein wird, ohne unverhältnismäßige Kosten, während kurzer Bedarfszeiten große, ein Vielfaches des normalen Bedarfs übersteigende Betriebskräfte zur Verfügung zu haben.

Indessen bietet auch die in der neueren Zeit vor sich gegangene große Vervollkommnung im Bau der Dampfmaschinen und Pumpwerke die Möglichkeit zu wesentlichen Verbesserungen, da die obere Grenze, bis zu welcher die Leistungsfähigkeit einer Dampfmaschine teils durch Steigerung der Ganggeschwindigkeit, teils durch höhere Ausnutzung der Expansion des Dampfes vermehrt werden kann, heute erheblich weiter liegt als bei den Maschinen aus früherer Zeit. Und zwar ist dies erreicht, ohne daß die Kosten der ersten Anlage übermäßig erhöht sind, während andererseits die dauernden Betriebskosten sich wesentlich niedriger als früher stellen. Dazu steht heute, dank der Vervollkommnung namentlich in der Konstruktion der Ventile, nichts mehr im Wege, Pumpen mit höherer Geschwindigkeit als früher zu betreiben, und vorübergehend sogar mit Geschwindigkeiten, die bei den Pumpwerken nach älterer Bauweise ganz unzulässig waren. Die neueren Konstruktionen der Dampfmaschinen und Pumpwerke kommen daher den bei Stadtkanalisationen im Interesse der Vermeidung der Schädlichkeiten der Regenüberfälle aufzustellenden Forderungen rascherer Ingangsetzung und vorübergehender großer Steigerung der Leistung in viel höherem Maße als die Maschinen und Pumpwerke der bisher meist üblichen Bauweise entgegen, welche für langsam und gleichmäßigen Gang eingerichtet sind.

Im übrigen ist wegen der Besonderheiten der Maschinen- und Pumpenkonstruktionen für Kanalisationswerke auf einen später folgenden Abschnitt zu verweisen.

Die vorstehenden Betrachtungen ergeben, daß in dem einzelnen Falle die Bestimmung der richtigen Höhenlage der Regenüberfälle zu sehr vielseitigen Erwägungen herausfordert, und alles eher dabei angebracht ist, als eine schematische Behandlung, die bisher leider wohl häufiger stattgefunden und zu berechtigten Klagen über die Wirkung der Regenüberfälle die Grundlage geliefert hat.

§ 331. Einen wichtigen Punkt bei der Bestimmung der Höhenlage der Ueberfallschwelle bildet die Kenntnis des höchsten Wasserstandes in dem aufnehmenden Gewässer, sowie die Kenntnis der Jahreszeiten, in welchen einerseits der höchste Stand des Gewässers, andererseits die stärksten Regenfälle zu erwarten sind, da die stete Funktionierung der Regenüberfälle gesichert sein muß. Nur bei kleinen Wasserläufen mit starkem Gefälle mögen die stärksten Regenfälle mit den höchsten Ständen des Gewässers zusammenfallen, während bei größeren Gewässern im Flachlande beide Vorgänge zeitlich weit auseinander liegen können, z. B. die stärksten Regenfälle in die Sommermonate und die höchsten Stände des Gewässers in die Wintermonate treffen. Wenn aus den vorliegenden Wasserstandsbeobachtungen einerseits und den meteorologischen Beobachtungen andererseits nicht volle Gewißheit zu erlangen ist — was in der Regel der Fall sein wird —, muß man sich bemühen, wenigstens bis zu einiger Wahrscheinlichkeit vorzudringen und danach die den Umständen am meisten entsprechende Höhe der Ueberfallschwelle ermitteln.

Außer rein technischen Gesichtspunkten kommen dabei jedoch gewöhnlich auch wasserrechtliche Gesichtspunkte zur Geltung, die der Entscheidung des Technikers entzogen sind.

§ 332. Es kann unter Umständen Interesse haben, sich durch Rechnung ein annäherndes Bild von der Häufigkeit und der Dauer der Thätigkeit eines Regenüberfalles während einer gewissen Zeitperiode, etwa eines Jahres, zu verschaffen. Die Häufigkeit ist gleich der Zahl der Regenfälle, bei welchen die Regenüberfälle bestimmungsgemäß in Funktion treten sollen. Beträgt die Gesamtzahl der Stunden, während welcher Regen fällt, der die Regenüberfälle in

Thätigkeit setzt, x , und ist das Gebiet, dem ein Regenüberfall dient, klein — nur einige Hektare umfassend —, so kann angenommen werden, daß die Dauer der Thätigkeit der Regenüberfälle ebenfalls gleich x ist. Je größer aber das Gebiet, um so mehr verlängert sich die Thätigkeit der Regenüberfälle und zwar etwa nach dem Produkt $x\sqrt{F}$ bei flachem und $x\sqrt[6]{F}$, oder $x\sqrt[6]{F}$ bei stärker, bezw. bei stark geneigtem Gebiet. Indes können derartige Rechnungen nur ein ganz ungefähres Bild der Wirklichkeit liefern, weil dabei der jeweilige Füllungszustand der Kanäle, der stark wechselt, und eine ganze Reihe von Umständen mit spricht, die sich der Berechnung ganz entziehen. Es kann daher die Kenntnis der Dauer der Thätigkeit eines Regenüberfalles nur aus tatsächlichen Beobachtungen gewonnen werden.

§ 333. Bei Röhrenkanälen werden die Regenüberfälle am einfachsten aus Abzweigen hergestellt. Diese Ausführung ist indes wenig rationell, einmal weil durch

Fig. 176 u. 177*)

die Lage des Abzweigs über den Verdunnszustand unabänderlich bestimmt ist, und sodann auch wegen der Ungunst der Sohlengestalt des Abzweigs. Um rasch größere Wassermengen über die Ueberlaufschwelle abzu führen, muß letztere möglichst breit sein, wogegen bei den Abzweigen das Umgekehrte stattfindet. Besser ist es daher, bei Röhrenkanälen einen Schacht einzubauen und eventuell in der Wand desselben die Ueberfallschwelle anzulegen. Dabei ist auch der Anforderung genügt, daß der Ueberfall stets zugänglich ist.

Bei besteigbaren Kanälen aus Mauerwerk ist der Schacht überflüssig. Hier gestaltet sich die Ausführung am einfachsten, wenn es möglich ist, den Regenkanal unter spitzem Winkel

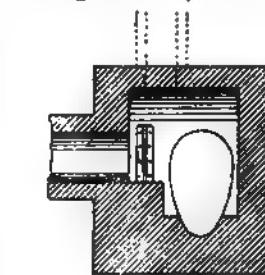
abzuzweigen. Man kann dann ein paar Zwischenpfeiler stehen lassen und dadurch mit geringen Kosten eine so breite Ueberfallschwelle erzielen, wie sie bei rechteckiger Abzweigung des Regenkanals nur mit höherem Kostenaufwand zu beschaffen ist, Fig. 176 und 177.

Unterschiede in der Lage und Konstruktion der Ueberfallschwelle ergeben sich übrigens daraus, ob für die Anlage geringe oder größere Höhe im Vergleich zu dem Wasserstande des offenen Gewässers, in das der Regenkanal ausmündet, zur Verfügung steht. Ist größere Höhe vorhanden, so konstruiert man, wie in Fig. 179, 180 angegeben ist, mit Lage der Sohle des Regenkanals unter Ueberlaufschwelle, was den Vorteil hat, daß der Ueber-

*) Nach: Baumeister, a. a. O.

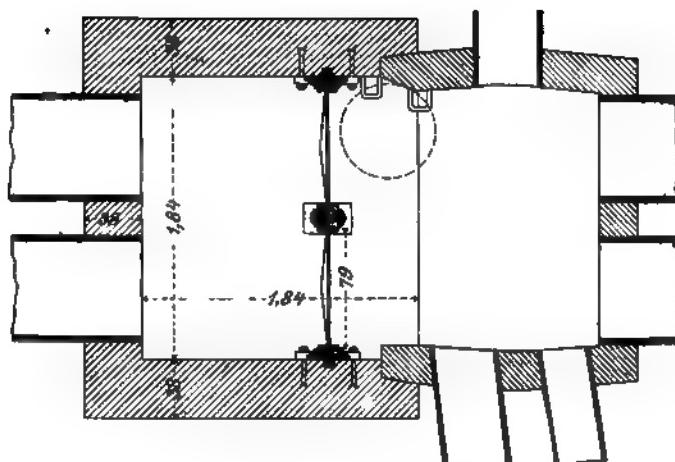
**) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

Fig. 178 u. 179, 180**)



lauf von dem Stande des offenen Gewässers unbeeinflußt bleiben mag und auch keine unbequem große Breite erhält. Fehlt es an Höhe, so muß der Ueberfall entsprechend größere Breite erhalten, und es sind auch Vorrichtungen — Dammbalken — notwendig, um die Höhe der Ueberfallschwelle vorübergehend vergrößern zu können. Die Fig. 178 und 181, 182 zeigen zwei derartige Ausführungen. Fig. 181 und 182 sind von der Potsdamer, Fig. 178 ist von der Berliner Kanalisation entnommen. Bei beiden bestehen die Dammbalken aus 10—20 cm hohen eisernen Platten, welche zwischen eisernen Führungen eingesetzt werden. Bei der Potsdamer Ausführung besitzen, um die Platten vor dem Frosten zu schützen,

Fig. 181 u. 182.



die Führungen Futter aus Hartholz. Ganz gleichartig wie in den letzten Konstruktionen ist die Aufgabe in dem Falle zu lösen, daß der Wasserspiegel des offenen Gewässers zuzeiten höher als die Ueberfallschwelle liegt.

Unveränderliche Höhe der Ueberfallschwelle und Verbreiterung letzterer zeigt die Konstruktion Fig. 179, 180. Im Gegensatz zu der meist gebräuchlichen Anordnung ist auch die Fortsetzung des Kanals unterhalb des Regenüberfalls mit verringertem Querschnitt hergestellt. Es handelt sich hier, wie die Figuren erkennen lassen, um die einfachste, jedoch keineswegs billigste Konstruktion eines Regenüberfalls. Der Einstiegeschacht ist etwas seitlich gerückt; der Kanal

an der Stelle des Ueberfalls zur bequemer Zugänglichkeit mit Ueberhöhung ausgeführt.

Der in den Fig. 183—185 dargestellte Regenüberfall ist von der Kanalisation Spandaus entnommen und befindet sich dort bei der Klärstation, also an einer Stelle, an welcher häufig ein eigentlicher Notauslaß angetroffen wird. Der Schacht ist durch ein Gitter zum Zurückhalten von Schwimmstoffen in zwei Abteilungen gesondert, wovon jede durch eine eiserne Leiter erreichbar ist. Eiserne Pfosten und Falze in den Seitenwänden des Schachtes sind zum Einlegen von Dammbalken

Fig. 183—185

Schnitt c-d

Schnitt a-b

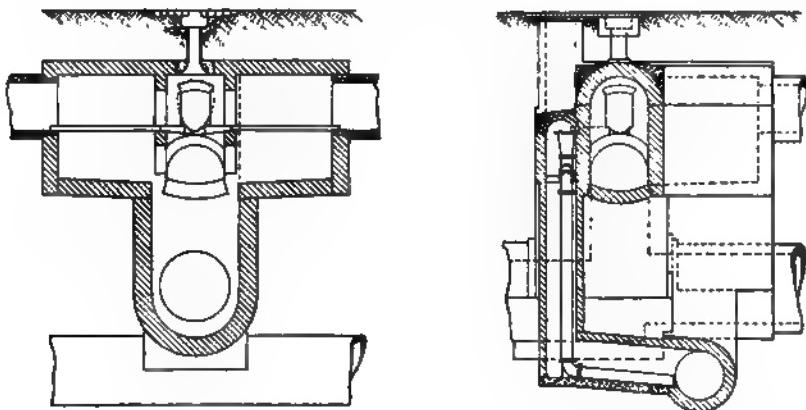
bestimmt, wenn die Havel Hochwasser führt. Der Zufluß zur Kläranstalt hat einen Schieberverschluß.

Ein eigenartiger Regenüberfall ist von Parsons für die Kanalisation von Buenos Ayres ersonnen und ausgeführt worden. Das Charakteristische desselben liegt darin, daß das Verdünnungsverhältnis der Schmutzwasser genau regelbar (veränderlich) ist, daß den Pumpwerken durch den Abfangkanal nur eine genau begrenzte Menge von verdünntem Schmutzwasser zugeführt wird, und daß die darüber hinaus zufließende Wassermenge in einen Regenkanal geht, der sie flussabwärts an den vorbeifließenden Strom abgibt.

Der Regenüberfall besteht, Fig. 186 bis 188, aus einer Kammer, an welche von drei oder mehr Seiten die Zufußkanäle anschließen. Dieselben setzen sich durch die Kammer in einer offenen Rinne aus Gußeisen fort, welche Anschluß an ein Fallrohr hat, das oben mit einem Ventil versehen ist, und unten an den Abfangkanal anschließt. Je nachdem das Ventil eingestellt wird, ist die an den Abfangkanal abgegebene Wassermenge größer oder geringer. Was mehr zufließt, fällt über den Rand der Rinne in einen Schacht, der die Fortsetzung der Kammer nach der Tiefe hin bildet, und wird aus diesem in den Regenkanal übernommen. Die Länge der Kammer in der einen Richtung beträgt etwa 8 m, in der anderen Richtung 6 m, die Kammerweite 1,8 m und die Höhe 3 m.

Die Konstruktionen der Regenüberfälle gestalten sich übrigens sehr mannigfaltig. In Köln z. B. ist ein Regenüberfall nebst anschließendem Regenkanal auf

Fig. 186—188



dem Rücken eines tiefer liegenden, aus einem anderen Entwässerungsgebiet kommenden Sammelkanals erbaut worden. Ein paar Beispiele für besondere Fälle folgen weiterhin noch. Unter Umständen ist ein Regenüberfall auch durch einen Heber ersetzbar, der aber nur mit Vorsicht anwendbar erscheint. —

2. Kapitel.

Notauslässe.

§ 334. Wenn die Ueberfallschwelle in gleicher Höhe mit der Kanalsohle liegt oder noch tiefer, so wird der Regenüberfall zum Notauslaß, der, im Gegensatz zu ersterem, des immerwährenden Verschlusses bedarf, und nur in besonderen Fällen geöffnet wird. Ein Vorzug des Notauslasses liegt darin, daß durch das Oeffnen des Verschlusses die ganze Oeffnung rasch frei gelegt und so in einem Augenblick eine wirksame Entlastung des Kanals geschaffen werden kann. Besteht der Abschluß aus einem Schieber, so läßt sich auch jede beliebige Abstufung der Entlastung erzielen. Andererseits besteht die Notwendigkeit einer genauen Ueberwachung des Abschlusses, um den richtigen Zeitpunkt zur Oeffnung desselben wahrnehmen zu können. Es gibt jedoch auch selbstthätige Verschlüsse, die man beispielsweise als Drehklappen ausgeführt denken kann, welche sich bei Erreichung eines gewissen Wasserstandes im Kanal öffnen. Ferner lassen sich durch Anwendung eines Schwimmers oder von Gegengewichten leicht lösbare Verschlüsse von Drehthüren herstellen, worüber Näheres aus einem später folgenden Abschnitt zu entnehmen ist. Auch kann man Ventile benutzen, die im gegebenen Augen-

blick durch einen Schwimmer selbstthätig geöffnet werden, weiter noch Stemmtore, welche etwa durch Wasserfüllung oder Gegengewichte so belastet sind, daß sie sich erst bei Erreichung des bestimmten Wasserstandes öffnen, und endlich sind Heber verwendbar, deren Thätigkeit einsetzt, sobald der Wasserstand den höchsten Punkt zwischen beiden Heberschenkeln erreicht. Beispiele für die Anwendung von Hebbern, welche als Vorbilder für betreffende Konstruktionen benutzbar sind, folgen bei Besprechung von Spülleinrichtungen der Kanäle im Abschnitt XXIV, 3. Kapitel. Uebrigens richtet sich gegen die Anwendung von Hebbern für den vorliegenden Zweck das Bedenken, daß sie nicht dauernd in Funktion sind, daher im gegebenen Augenblick leicht versagen.

XXI. Abschnitt.

Druckleitungen, Düker und Heberleitungen; Unterführungen unter Eisenbahnen.

1. Kapitel.

Druckleitungen, Düker und Heberleitungen.

§ 335. Den drei genannten Leitungsarten ist gemeinsam, daß sie im Innern andere Druckzustände aufweisen, als die gewöhnlichen Leitungen, die unter normalen Verhältnissen druckfrei sind. Die Druckleitungen und Düker stehen unter innerem, Heberleitungen unter äußerem Druck, und aus dieser Verschiedenheit ergeben sich Unterschiede auch in Bezug auf die Fortführung von unreinem Wasser, welche zu Besonderheiten der konstruktiven Durchbildung führen.

Düker- und Heberleitungen kommen insbesondere bei Kreuzung von Entwässerungaleitungen mit offenen Wasserläufen, letztere neuerdings aber auch anderweitig vielfach vor, geringere Anlagen auch bei Kreuzung mit anderen Leitungen, die im Straßengrunde liegen (§ 325 ff.). Düker geringster Größe sind auch die als Siphons ausgebildeten Wasserschlüsse.

Bei Kreuzung mit einem offenen Gewässer kann die Wahl zwischen einer Heberleitung oder einem Düker zuweilen offen sein. Liegt an der Kreuzungsstelle oder in der Nähe derselben eine Brücke, so wird gewöhnlich die Ueberschreitung mittelst Heber vorzuziehen, im anderen Falle ein Düker anzulegen sein. Ersterer hat neben dem Vorzuge viel geringerer Kostspieligkeit den anderen, immerwährend in allen Teilen zugänglich zu sein, wodurch die Instandhaltung erleichtert und die Möglichkeit gegeben ist, Betriebsstörungen leicht abhelfen zu können. Andererseits ist vielleicht die Gefahr des Einfrierens in Anschlag zu bringen, die indes bei Leitungen städtischer Schmutzwasser nur gering ist, weil dieselben in der Regel eine ziemlich hoch liegende Temperatur haben, und auch oft durch eine gewisse Geschwindigkeit des Wassers, d. h. eine entsprechend geringe Querschnittsbemessung Sicherheit dagegen geschaffen werden kann. Wo dies unthunlich ist, läßt sich die Entlüftungseinrichtung des Hebers so gestalten, daß die Geschwindigkeit des Wassers nicht unter ein gewisses Minimum sinkt. Der Düker ist von Frostgefahr frei, dagegen bei stark verunreinigten Wassern, namentlich wenn Menge und Geschwindigkeit derselben etwas stärker wechseln, der Gefahr von Verstopfungen unterworfen, ebenso der Beschädigung durch äußere Angriffe, wenn er nicht durch hinreichend tiefe Einsenkung in den Grund des Gewässers gesichert ist. Eine

dauernd gute Instandhaltung muß bei der ersten Anlage durch große Sorgfalt in Bezug auf Material und Ausführung gesichert werden.

Die Anwendung von Heberleitungen kommt — wie schon bemerkt — neuerdings vielfach und in größerer Ausdehnung für Leitungsstrecken vor, an welchen das für ausreichende Geschwindigkeit nötige Gefälle fehlt, oder auch negatives Gefälle besteht. Auch hoher Grundwasserstand, oder Vorkommen von Hindernissen besonderer Art im Grunde, oder so tiefe Lage des Entwässerungsgebiets, daß mit gelegentlichen Ueberschwemmungen desselben zu rechnen ist, können zur Ausführung von Heberleitungen Anlaß geben. Wenn noch ein geringes Gefälle zur Verfügung steht, kann vielleicht anstatt eines — engen — Rohres ein Kanal von so großem Querschnitt angelegt werden, daß derselbe für Ausbildung des nötigen hydraulischen Gefälles Raum gewährt. Bei dieser Sachlage sind die Kosten eines entsprechend großen Kanals mit den Kosten einer — engen — Heberleitung in Vergleich zu stellen, und ist nach dessen Ausfall die Entscheidung zu treffen. Wenn aber negatives Gefälle besteht, so wird es sich fragen, ob entweder eine Heberleitung oder eine Druckleitung ausgeführt werden soll? Die Entscheidung hängt alsdann von den maschinellen Einrichtungen ab, welche vorhanden sind, insbesondere von dem Aufstellungsort derselben, daneben auch von Boden- und Grundwasser-verhältnissen: Liegt die Maschinenstation am oberen Ende der betreffenden Strecke, so wird in der Regel die Heberleitung den Vorzug verdienen; liegt sie am unteren Ende, wahrscheinlich die Druckleitung. In Druckleitungen sind die zur Reinhal tung nötigen Wassergeschwindigkeiten beständiger und auch leichter erzielbar als in Heberleitungen. — Sowohl bei der Heber- als bei der Druckleitung ist Verlegung im Grundwasser vermeidbar. Druckleitungen kommen insbesondere zur Weiterführung der in einem Kanalnetz gesammelten Abwassermengen zu Riesel- feldern oder anderen Reinigungswerken vor, ebensolche Leitungen, aber auch Heber- leitungen, in den Trennsystemen nach Shone und Liernur, in welchen beiden künstlich Tiefpunkte geschaffen werden, von welchen aus der Weitertransport der hier zusammengeführten unreinen Flüssigkeiten geschieht. Neuerdings werden Heberleitungen öfter bei Kanalisationen von Städten in flachen Lagen angewendet; Beispiele dazu liefern Potsdam und Spandau.

Da in Heberleitungen niedrigerer Druck als der Atmosphärendruck besteht, ist in denselben bei Führung von Schmutzwässern die Entstehung von Gasen begünstigt, welche den Unterdruck verändern können; es ist dies bei den für die Erhaltung des Unterdrucks dienenden Einrichtungen, die vielfach aus Wasserstrahlapparaten bestehen, zu berücksichtigen. Notwendig sind dazu an den höchsten Punkten einer Heberleitung Entlüftungseinrichtungen. Der in Druckleitungen herrschende Überdruck wirkt der Entstehung von Gasen aus Schmutzwässern entgegen. Dennoch ist mit derselben zu rechnen, außerdem mit der Einführung atmosphärischer Luft, und es müssen deshalb auch in einer Druckleitung am höchsten Punkt, oder wenn mehrere Punkte in derselben vorkommen, die im Vergleich zu den anschließenden Strecken hoch liegen, an allen solchen Punkten Entlüftungseinrichtungen angebracht werden. Es gibt sowohl selbstthätige als von Hand zu bewegende Entlüftungshähne. Für Schmutzwasserleitungen werden letztere, weil sie frei von der Gefahr sind, durch mitgerissene Schmutzteile außer Wirksamkeit gesetzt zu werden, den Vorzug verdienen. Jedes Stück einer Druckleitung muß bei Unfällen, bei Reparaturen u. s. w. für sich entleert werden können. Es sind dazu an allen Tiefpunkten der Leitung Ablaufvorrichtungen (Schieber) anzubringen, nebst Auslässen, die den Inhalt des betreffenden Teils der Druckleitung auf geeignetem Wege abführen (Grundablässe oder Entleerungsleitungen).

§ 336. Um Ablagerungen, bezw. Verstopfungen in Dükern vorzubeugen, gibt es eine ganze Reihe von Vorkehrungen, wohin gehören:

a) Anlage eines Schlammschachtes vor dem Einlauf des Dükers; unter Umständen sind hier auch Siebe zum Zurückhalten von Schwimmstoffen anzubringen; desgleichen gehört hierher Lage der Eintrittsöffnung unter Wasserspiegel.

b) Verlegung des Dükers nach einem Gefälle, das ausreichend ist selbst bei kleinster Wasserführung diejenige Geschwindigkeit zu sichern, bei welcher Mitführung der Sinkstoffe stattfindet.

Wo es unmöglich ist, das Auslaßende des Dükers dieser Anforderung entsprechend tief zu legen, können entweder:

c) Einrichtungen zu häufiger Spülung, oder:

d) Sammelstellen für Ablagerungen im Dükert selbst getroffen werden.

e) Wird man bei unzureichendem Gefälle des Dükers das Minus an Gefälle durch Querschnittsverkleinerung des Dükers ersetzen, dann aber für außergewöhnliche Fälle eine Sicherheitsvorrichtung für den ständigen Abfluß schaffen.

Gewissermaßen eine Nothilfe ist das Mittel zu:

f) welches darin besteht, daß auf der Dükersohle eine Kette verlegt wird, durch deren Hin- und Herziehen entstandene Ablagerungen wieder aufgewühlt und verflüssigt werden.

g) Die Dükewand soll, namentlich bei Dükern von geringer Weite, so glatt als möglich sein. Wenn thunlich ist selbst das Vortreten von Nietköpfen aus der Wand zu vermeiden, und es sind entweder sogenannte versenkte Niete zu benutzen, oder es ist die Herstellung der Verbindungen durch Schweißung zu bewirken. Bei Verwendung gußeiserner Rohre müssen die Muffenformen so beschaffen sein, daß kein Dichtungsmaterial nach der Innenseite herausgedrängt werden kann.

Spüleinrichtungen sind meist in einfacher Weise herstellbar, indem man nur für das gekreuzte Gewässer einen Einlaß am oberen Ende des Dükers anlegt. Sammelstellen für vorauszusehende Ablagerungen können entweder an einem oder beiden Dükerenden oder auch an einem Zwischenpunkte angelegt werden; immer erhalten sie ihre Stelle an Tiefpunkten der Dükersohle. Wo es ohne Schwierigkeiten angeht, wird man diese Stellen zugänglich machen. Eine Notwendigkeit dafür besteht indes nicht, da man mittelst Schlammpumpen Ablagerungen auch von außen her beseitigen kann.

Bei wichtigen Anlagen, von welchen die höchste Sicherheit für beständige Wirksamkeit verlangt wird, verlegt man das Dükerohr in einen besteigbaren Tunnel und versieht dasselbe mit einer Anzahl von Zugängen. Zugänge müssen jedenfalls an den beiden Enden vorhanden sein und zwar so, daß sie möglichst geradlinige Fortsetzungen des Dükerohrs bilden. Anstatt dieses Mittels ist auch das andere ausführbar, daß man einen Reservedüker anlegt, der in Benutzung genommen wird, sobald beim ersten Dükert Dienstunfähigkeit eintritt. Die beiden unmittelbar nebeneinander liegenden Dükert müssen in jedem Teile unabhängig voneinander sein.

Liegt der Dükert in größerer Tiefe, so daß derselbe einen etwas größeren inneren Druck auszuhalten hat, so kann man zur Sicherheit gegen unzulässige Drucksteigerungen Auslässe anordnen, welche sich bei Erreichung des zulässigen Größtdrucks selbstthätig öffnen, aber bei Ueberschreitung gewisser Höhenstände des Gewässers, in das der Auslaß einmündet, sich schließen. Ist es angängig, den Auslaß am oberen Ende des Dükers einzurichten, so kann derselbe vielleicht gleichzeitig die Aufgabe eines Spüleinlasses erfüllen.

Was zur Sicherheit eines Dükerts gegen äußere Beschädigungen, z. B. durch Stöße mit Bootshaken, Schleppen von Ankern auf dem Flüßgrunde u. s. w., vorzu-

kehren ist, richtet sich ganz nach den Besonderheiten des Flusses und der Größe der Gefahren, mit deren Eintritt gerechnet werden muß.

Die Instandhaltung des Dükers, Reparaturbedürfnisse infolge von Zufälligkeiten u. s. w. können es notwendig machen, die Anlage vorübergehend außer Betrieb zu setzen. Wenn kein zweiter Düker vorhanden ist, müssen nicht nur Absperrungen an beiden Dükerenden, sondern es muß am oberen Ende auch ein Auslaß für das zufließende Wasser angelegt werden.

Im Falle, daß wegen Besonderheiten der Lage oder wegen Tiefe der Schlammfänge die Räumung der letzteren, ohne daß dabei Unterbrechung des Betriebes stattfindet, Schwierigkeiten bieten könnte, besteht die bequemste Einrichtung darin, daß man die Schlammfänge zweiteilig anlegt und, entsprechend, den Düker an dem einen oder auch an beiden Enden gabelt.

§ 337. Heberleitungen von größerer Länge können zum Schutz gegen länger dauernde Ablagerungen zur Spülung eingerichtet werden, indem man an geeigneten Punkten sperrbare Einlässe für reines Wasser anbringt, das man am besten mittelst Schlauch aus einer in der Nähe vorbeiführenden Wasserleitung entnimmt. Die Einlaufvorrichtung muß so beschaffen sein, daß nicht gleichzeitig Luft in den Heber eingeführt wird.

Die Hubhöhe eines Hebbers ist durch die Höhe der dem Atmosphärendruck entsprechenden Wassersäule = 10,336 m begrenzt. Bei dem Unterschiede = h zwischen Ober- und Unterwasserspiegel und dem der Länge L der Heberleitung zugehörigen Reibungshöhenverlust = h_1 , endlich dem Höhenverlust, der durch den Eintrittswiderstand entsteht, = h_2 , ist das Maximum der Hubhöhe des Hebbers:

$$H_{max} = 10,336 - (h_1 + h_2).$$

Dasselbe ist jedoch immer nur zu einem gewissen Bruchteile erreichbar, weil es sich nicht um Luftleere des Hebbers, sondern nur um einen gewissen Grad der Luftverdünnung in demselben handelt. Wird z. B. die Verdünnung so weit getrieben, daß die Luftpressung auf 75 % der normalen herabgebracht ist, so hat der Heber die Hubhöhe:

$$0,75 \cdot 10,336 - (h_1 + h_2) = 7,75 - (h_1 + h_2).$$

Die Höhe der entsprechenden Luftsäule ist:

$$[7,75 - (h_1 + h_2)] \frac{1033,6}{1,2932},$$

und die Höhe der entsprechenden Quecksilbersäule:

$$[7,75 - (h_1 + h_2)] \frac{1033,6}{13,5956}.$$

In beiden Fällen ist die Temperatur 0 der Luft und des Quecksilbers vorausgesetzt, bei der Luft auch Trockenheit (vergl. hierzu § 74).

Die Luftverdünnung in einem Heber wird einmalig am einfachsten durch Wasserfüllung bewirkt. Zur dauernden Erhaltung derselben kann man da, wo Betriebsunterbrechungen behufs wiederholter Wasserfüllungen des Hebbers unzulässig sind, Absaugung mittelst Wasserstrahlapparat anordnen. Wenn für Erfüllung sonstiger Zwecke dauernd eine Luftpumpe zur Verfügung ist, oder bei der Maschinenanlage ein Saugwindkessel vorhanden ist, wird man sich natürlich dieser Einrichtungen für den Heberbetrieb bedienen.

Bei Heberleitungen von geringer Länge genügt für Sammlung ausgeschiedener Gase oder mitgerissener, bezw. durch undichte Stellen eingetretener Luft ein einziger Auslaß für Entfernung dieser Luft. Erreicht die Heberleitung größere Länge

— in Potsdam kommen solche über 1000 m Länge vor, und sehr lange auch in Spandau —, so ist es notwendig, durch Brechung des Gefälles mehrere Hochpunkte zu schaffen, an welchen sich die Luft sammelt und ausgelassen werden kann.

Die wichtigste Aufgabe bei jeder Heberkonstruktion besteht darin, das Eindringen von Luft an den beiden Enden der Heberleitung zu verhüten. Am Austrittsende des Hebers ist diese Aufgabe verhältnismäßig einfach zu erfüllen, weil hier die Höhenlage des Wasserspiegels durch die feste Lage der Abflughöhe eine Beständigkeit besitzt, die am Eintrittsende, wo der Zufluß vielleicht stark wechselt, nicht immer vorhanden ist. Wenn nicht schon durch tiefes Eintauchen des absteigenden Heberschenkels unter Wasserspiegel Sicherheit für beständigen Schluß der Austrittsöffnung gegen Lufteintritt vorhanden ist, genügt es, am Austrittsende den absteigenden Heberschenkel um ein Stück nach aufwärts zu krümmen und das Endstück nahe unter dem normalen Wasserspiegel enden zu lassen. Tritt dann selbst der Fall ein, daß bei Senkungen des Wasserspiegels im Schacht die Mündung freigelegt wird, so bleibt immer noch die Wassersäule in dem aufgekrümmten Rohrende vorhanden, also ein Wasserschluß bestehen, dem man beliebige Höhe geben kann, und der das Eindringen von Außenluft in die Heberleitung sicher verhindert. Wenn Sicherheit vorhanden ist, daß auch das Eintrittsende des Hebers beständig unter Wasser bleibt, bedarf es eines Verschlusses an dieser Stelle nicht. Vielfach wird hier indes ein Ventil angebracht oder — wie in Potsdam — ein Schieber, der durch Verbindung mit einem Schwimmer den dauernden Luftabschluß dieser Öffnung herstellt.

§ 338. Zu Druck-, Düker- und Heberleitungen von geringer Größe und geringer Beanspruchung auf äußeren bzw. inneren Druck, mag man in festem Baugrunde und wenn nicht mit Erschütterungen zu rechnen ist, auch glasierte Thonrohre verwenden. Doch erfordert die Herstellung wasser- und luftdichter Stoßverbindungen mehr als gewöhnliche Sorgfalt, sowohl in Bezug auf Material als Arbeit; jedes einzelne Rohr muß auf Dichtheit der Wand geprüft werden, auch jeder fertig gestellte Teil der Leitung. Und weil selbst bei leichten Bewegungen die Dichtheit der Leitung Schaden nehmen kann, sollte man Düker- und Heberleitungen aus Thonrohren nur da verwenden, wo dieselben jederzeit vollkommen zugänglich sind.

In Fällen, wo die Herstellung im Trockenen erfolgen kann, mag man Düker in Mauerwerk ausführen; nur müssen dabei Zugbeanspruchungen des Mauerwerks in den allerengsten Grenzen bleiben. Die öfter angegebene Zugbeanspruchung von Cementmörtel mit 1 kg/qcm hält Verfasser für diesen Zweck als zu hoch (vergl. auch § 244); es wird vorzuziehen sein, Beanspruchungen des Mörtels auf Zug dadurch möglichst ganz zu vermeiden, daß man in das Mauerwerk Bandeisen oder Draht nahe der Innen- bzw. Außenfläche der Leitung einbettet, welche Einlagen für sich genügen, die vom inneren Druck herrührenden Zugspannungen aufzunehmen. Zum Schutz gegen baldige Zerstörung durch Rost wird am besten verzinkter Draht oder verzinktes Bandeisen benutzt.

Etwas besser als Mauerwerk sind Cementrohre mit Eiseneinlagen zu Druck-, Düker- und Heberleitungen geeignet, da sie in der Wand dichter als Mauerwerk sind, wogegen die Dichtheit in den Stößen jedenfalls weniger gut gesichert ist als bei Thonrohren; indessen ist bei der größeren Länge der Cementrohre die Zahl der Stöße auch entsprechend geringer. Doch müssen die Rohre bis zum Zeitpunkte der Verwendung das Alter von ein paar Monaten erreicht haben.

Zu Düfern, die unter Flusßbetten, daher beständig naß liegen, ist auch Holz geeignet; es müssen aber die Fugen durch sogenannte „Kalfaterung“ (Dichtung

mit Werg, Teer und Pech) sicher geschlossen sein. Zu Dükerleitungen von geringem Querschnitt dürften sich gebohrte Röhren aus Stammholz am besten eignen; doch lassen sich auch aus Bohlen unter Zuhilfenahme von Eisenarmierung u. s. w. wasserdichte Leitungen herstellen. Unter allen Umständen stellen sich die hölzernen Leitungen in den Kosten der Anschaffung und Verlegung geringer heraus als diejenigen von Leitungen aus einem sonstigen Material, ob auch in den dauernden Unterhaltungskosten, ist jedoch zweifelhaft.

Das am besten geeignete Material für Druck-, Düker- und Heberleitungen ist Eisen. Der Vorzug, welchen mit Bezug auf Rostangriff Gufseisen vor Schmiede-

Fig. 189—192 *).

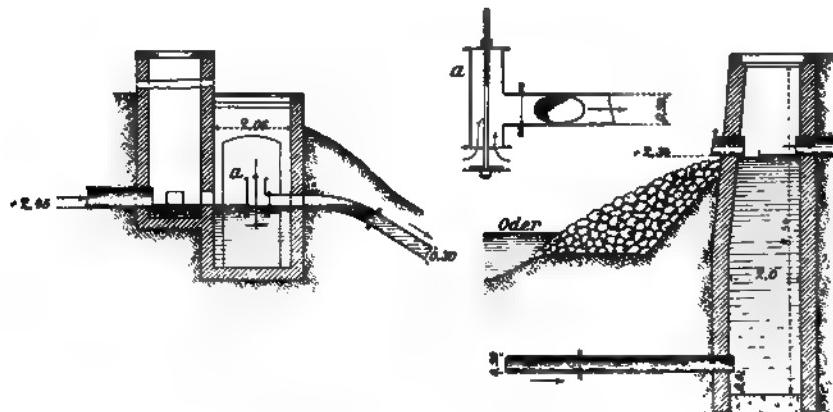


Fig. 193 *)

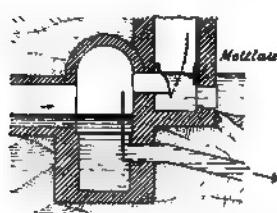


Fig. 194



eisen voraus hat, lässt sich aber bei Verlegungen im Wasser nicht immer voll ausnutzen, weil die Herstellung der Stoßdichtungen unter Wasser große Schwierigkeiten hat. Wenn diese vermeidbar sind, wenn es möglich ist, die volle Länge eines Dükers vor dem Verlegen aus einzelnen Rohren herzustellen und dann das Ganze in einem Stück zu versenken, wird man die Dükerleitung aus Gufseisen einer Leitung aus Schmiedeisen vorziehen. Für gewöhnlich aber dürfen Düker aus Schmiedeisen (genietete Blechrohre), die sich in jeder beliebigen Länge und Gestalt herstellen lassen, deren Versenkung, ohne daß Fugenundichtheiten entstehen, auch besser als

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

bei Leitungen aus Gufleisen gesichert ist, mehr zu empfehlen sein. Zu Heberleitungen werden in der Regel gusseiserne Rohre benutzt; es ist wichtig, auf die infolge von Temperaturwechseln vor sich gehenden Längenänderungen derselben durch geeignete Ausbildung der Unterstützungen und der Gestalt des Hebels Rücksicht zu nehmen, sei es durch freie Aufhängung der Leitungen, sei es durch Rollenunterstützung, sei es durch Anwendung einzelner, etwas beweglicher Stoßverbindungen.

Zu Druckleitungen dienen, der geringeren Kosten und des größeren Widerstandes gegen Rost wegen, fast nur gusseiserne Rohre mit Muffenverbindung, ausnahmsweise mit Flanschenverbindung der Stöfe.

S 339. Nachstehend folgen einige Beispiele zu Dükeranlagen einfacher und weniger einfacher Art.

Die Fig. 189—192 geben die Konstruktion eines Dükers von der Kanalisation Breslaus. Von einer Vorkammer aus kann das Wasser nach zwei Kammern mit Schlammfang geleitet werden, von welchen entweder nur die eine, oder beide gleichzeitig in Benutzung sind. Wechselbetrieb findet, da bloß ein eisernes Dükerrohr mit Gabelung des oberen Endes vorhanden ist, nur statt, wenn einer der Schlammfänge geräumt werden soll. Die Enden beider Gabelungen sind durch Thüren aus Eisen verschließbar; an beiden Dükerenden sind Auslässe für überschüssig zufließendes Wasser angeordnet. Das untere Ende des 80 m langen Dükers liegt etwa 4 m tiefer als das obere Ende, der Wasserspiegel in dem Ablauf des Schachts am unteren Ende jedoch nur 0,11 m tiefer. Die Wassergeschwindigkeit im Düker ist daher mäßig, und da im Schacht am unteren Ende ein etwa 5 m hoher Aufstau des Wassers stattfindet, empfahl es sich, auch hier einen Schlammfang anzubringen. — Fig. 193 stellt die obere Endigung eines Dükers von der Kanalisation Danzigs dar. Der Düker von 0,7 m Durchmesser ist von erheblich geringerem Querschnitt als der 1,4 m hohe Zuführungs-kanal. Der Schacht mit Schlammfang ist durch ein Gitter zum Zurückhalten von Schwimmstoffen der Höhe nach in zwei Abteilungen zerlegt, der Einlauf des Dükerrohrs mit einem Schieber versehen. Aus der oberen Abteilung des Schachtes geht ein Rohr zur Abführung überschüssiger Wassermengen ab. Dasselbe endet in einen Schacht, der seinerseits mit dem Gewässer durch ein kurzes Rohrstück verbunden ist, das mittelst eines Schiebers sperrbar ist, um die Hochstände des Gewässers vom Eintritt in den Düker etc. abzuhalten. Die auf diese Weise geschaffene Verbindung zwischen dem Dükerschacht und dem Gewässer kann auch zum Spülen des Dükerrohrs benutzt werden. — Die Fig. 194—209 geben eine Darstellung des für die Kanalisation Berlins zwischen den Stadtteilen Bellevue und Moabit hergestellten Spreadükers mit allen Einzelheiten. Nach dem Lageplan Fig. 194 wurden am oberen Dükerende am linken Spreeufer („Schleswiger Ufer“) zwei gesonderte Bauwerke: ein Notauslaß und dahinter — dem Flusse näher gerückt — ein Schacht mit tiefem Schlammfang angelegt, und erst hinter diesem folgt, im Dükerrohr selbst angebracht, ein Absperrschieber. Am rechten Spreeufer (in Straße 32a) findet sich ein Schacht mit einem nur wenig tiefen Schlammsack, und in diesem Schacht liegt der Absperrschieber des unteren Dükerendes. Wie Fig. 196 und 197

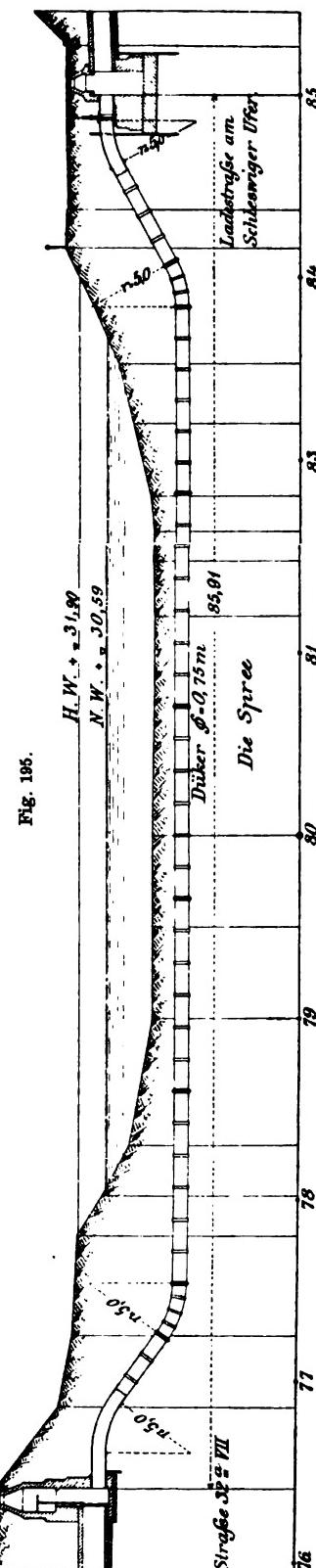
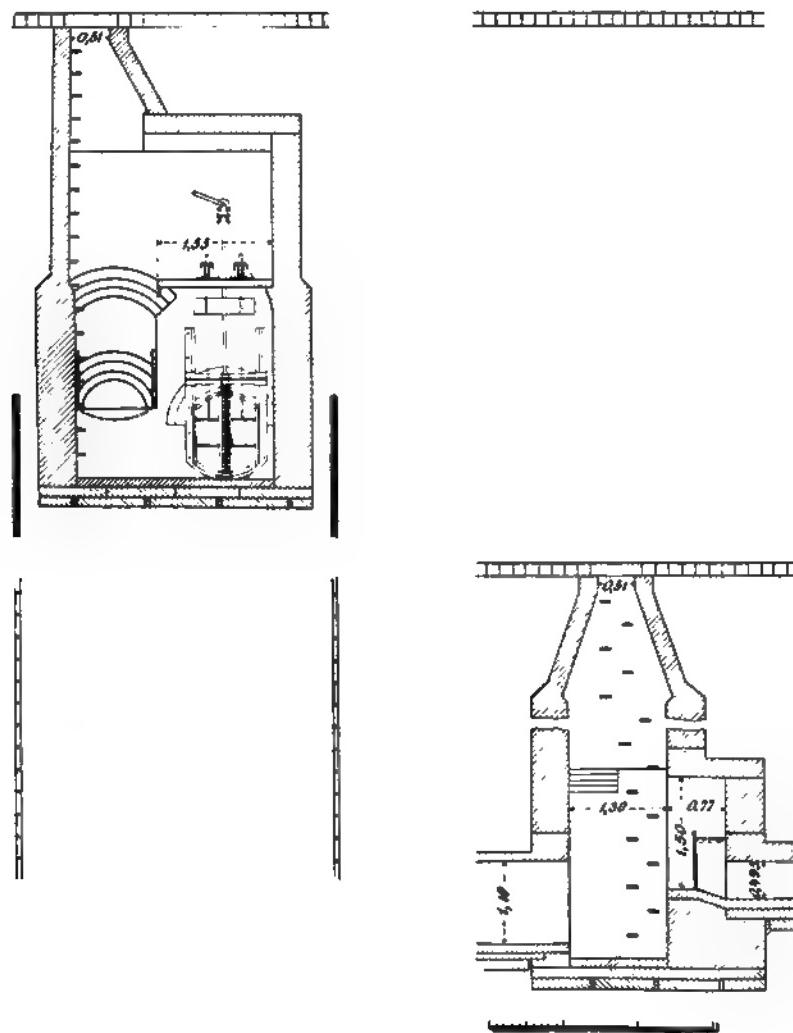


Fig. 195.

ergeben, ist der Regenüberfall mit Dammbalken erhöbar. Die Absperrvorrichtung des Dükers ist, wie auch der Schacht, von welchem der Regenkanal abzweigt, selbst, doppelt vorhanden; dieser zweite Schieber dient aber auch der Trockenlegung des Schlammeschachtes vor dem Düker. Das Dükerrohr von 0,75 m Weite hat 85,91 m Länge und besteht aus genieteten Blechrohren, die in den gekrümmten beiden Teilen untereinander mit Flanschen so verbunden sind, wie die Fig. 208 und 209 angeben. Zur Dichtung sind breite Bleiringe eingelegt und die Berührungsflächen der Flanschen mit dreieckigen Nuten versehen, um das Herausdrängen der Bleidichtung zu erschweren.

Fig. 196—199.



Die Fig. 210—213 zeigen eine Dükeranlage von der Kanalisation Potsdams, die dadurch bemerkenswert ist, daß am unteren Ende des Dükers eine zweite Zuleitung von Kanalwasser anschließt und dies Wasser, vereint mit dem vom Düker zugeführten, durch eine Heberleitung weitergeschafft wird. Die Einzelheiten des Hebers kommen weiterhin zur Besprechung. Die Wasserzuleitung an beiden Dükerenden macht die Anlage von Regenüberfällen an beiden Stellen notwendig; der Regenüberfall am oberen Ende hat ein aufgesetztes Gitter, der untere ist zur Erhöhung mit Dammbalken eingerichtet, um Sicherheit gegen Eintritt von Hochwasser des gekreuzten Gewässers zu schaffen.

Eine der größten bekannten Dükeranlagen ist für die Kanalisation von Magdeburg ausgeführt. Durch dieselbe werden die Abwasser aus den verschiedenen Stadtteilen der am jen-

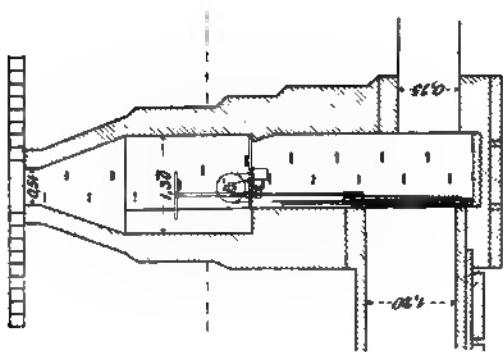
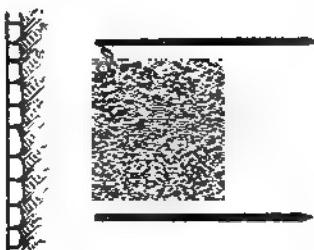


Fig. 206 u. 207.

Fig. 204 u. 205.

Fig. 200—203

*a**b**a*

seitigen Elbufer erbauten Pumpstation zugeleitet, welche dieselben durch ein Druckrohr von 11 000 m Länge nach den Rieselfeldern fördert. Die Elbe ist bei Magdeburg durch eine Insel in zwei Arme geteilt; die Insel wird mittelst eines gemauerten Kanals von 122,4 m Länge überschritten. Die Längen der Düker unter den beiden Elbarmen sind bezw. 273,8 und 233,8 m.

Fig. 208.

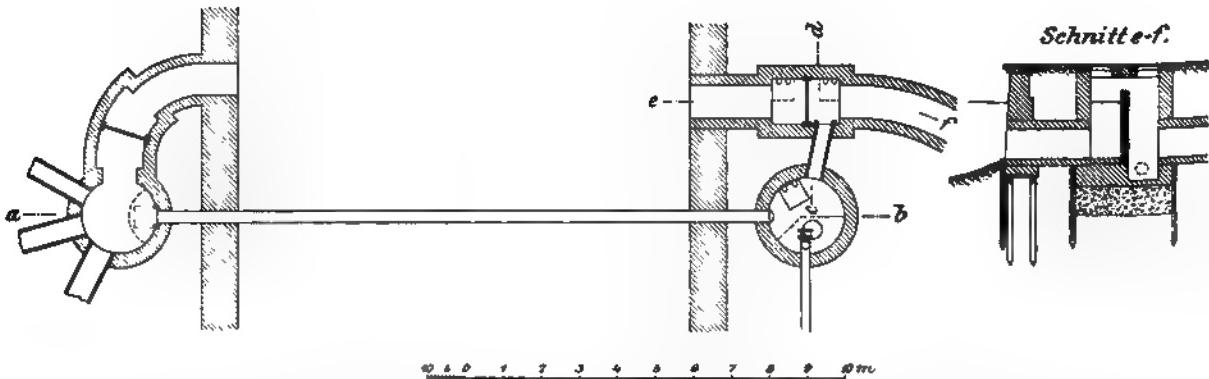
Fig. 209.

Die in den Ufern liegenden 4 Arme sind mit den Neigungen von 1 : 10 aus Gußeisen hergestellt, die wagrecht verlegten Mittelstücke aus geschweißten Schmiedeisenrohren; die Weite der Rohre ist 1,05 m. Es wurden wegen großer Ungleichheit in der Höhenlage der verschiedenen Stadtteile, zu deren Entwässerung der Düker dient, zwei Rohre von gleicher Weite unmittelbar nebeneinander verlegt, deren Sohlen sich 4,60 m unter Mittelwasserspiegel und 9,45 m unter Hochwasserspiegel befinden. Von den drei Zuleitungskanälen der Abwasser schließen zwei, und bezw. einer an einen großen Sandfang an, der durch eine Mauer in zwei Abteilungen zerlegt ist, die jedoch durch einen sperrbaren Quergang miteinander in Verbindung gesetzt werden können. Die Abchiebung dieses Ganges ist so eingerichtet, daß bei den höchsten Wasserständen das Wasser über Schieberoberkante fällt, um über den von der anderen Abteilung des Sandfanges abzweigenden Regenüberfall in die Elbe geführt zu werden. Vor den Düker eingängen sind Gitter und dahinter Schieberabschlüsse angeordnet. Die Beseitigung der Ablagerungen aus den Sandfängen muß dauernd erfolgen, während etwaige Ablagerungen in den Dükerrohren durch Spülungen zu beseitigen sind, die durch Aufstau des Wassers am oberen Dükerende ins Werk gesetzt werden.

Fig. 210—213

Schnitt a-b.

Schnitt c-d.



Ueber die Magdeburger Dükeranlage ist das Allgemeine in Deutsche Bauzeitung 1893 und 1895 mitgeteilt; einiges Spezielle, besonders über die Sandfangsanlage, in der Festschrift „Magdeburg“, überreicht den Teilnehmern der 19. Versammlung d. deutsch. Vereins f. öffentl. Gesundheitspflege, Magdeburg 1894. — Mitteilungen über noch sonstige Dükeranlagen finden sich besonders im Handb. d. Ingen.-Wissensch. Bd. 8, 1. Abt., 2. Hälfte, auf welche Quelle hier verwiesen werden muß. —

Page 214.

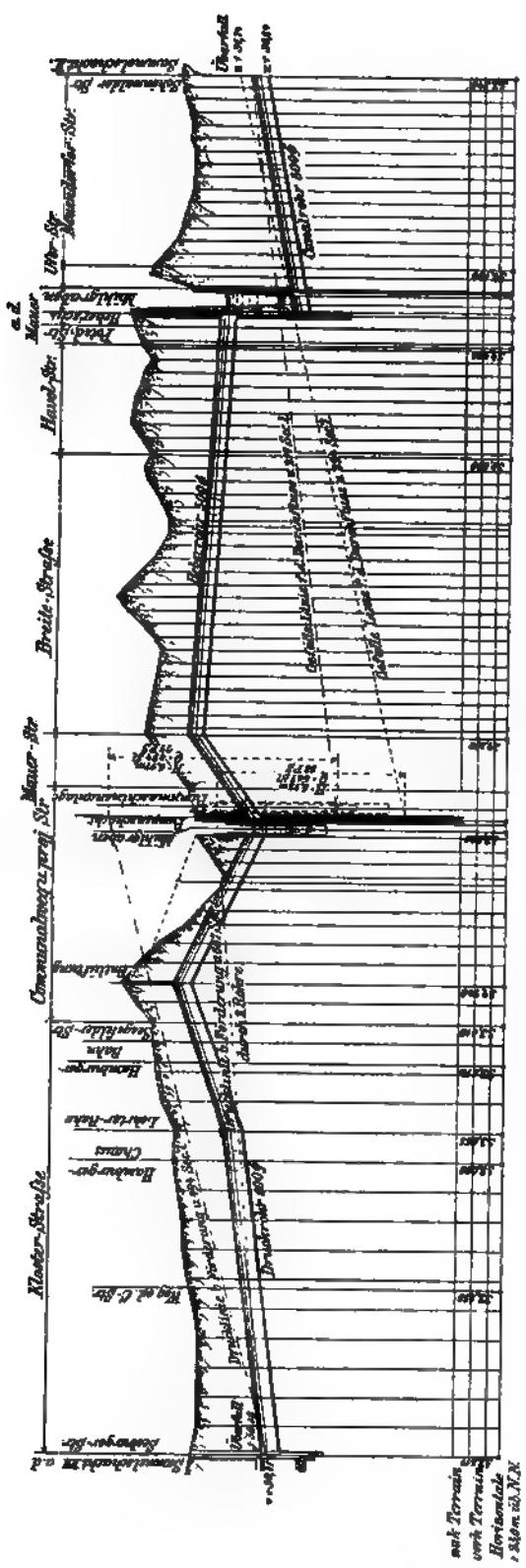


Fig. 216.

Von Heberleitungen werden neuerdings sehr umfassende Anwendungen bei Kanalisationen gemacht und zwar in dem Falle, daß dadurch eine Dükeranlage vermieden wird, gewöhnlich mit bedeutenden Kostenersparnissen. Bei sehr flachem Gelände kann ohne Anwendung von Hebbern die Schaffung einer Kanalisation vielleicht an dem Kostenpunkte vollständig scheitern.

In der nach dem Entwurf von Pfeffer ausgeführten Kanalisation von Spandau sind sechs Sammelschächte angelegt, welchen die Abwasser mit natürlichem Gefälle zufließen, und aus welchen sie nach einer Pumpstation weiter gehebelt werden; eine der Heberleitungen ist an einer Eisenbahnbrücke über die Havel aufgehängt; zwei andere sind an Straßenbrücken über Wasserläufe, die sie in ihrem Zuge treffen, aufgehängt und übrigens, wie die drei letzten, unterirdisch verlegt. Diese Heberleitungen haben teilweise bis zu etwa 8 m als größte Hubhöhen, ferner Längen und Durchmesser, bezw. fördern Wassermengen:

1.	980 m	0,500 m Durchm.	0,2180 cbm
2.	125 "	0,175 "	0,0387 "
3.	60 "	0,275 "	0,1600 "
4.	290 "	0,275 "	0,0780 "
5.	336 "	0,850 "	0,1080 "
6.	545 "	0,200 "	0,0170 "

Die zu 2 genannte Leitung ist eine Anschlußleitung der zu 1 angeführten Hauptleitung; alle sechs Leitungen sind aus Gufseisen hergestellt. Die Fig. 214 und 215 geben schematische Darstellungen der zu 1 und 5 genannten Heberleitungen. Fig. 214 zeigt auch die Fortsetzung der Hauptleitung als Druckleitung zu der in etwa 1100 m Entfernung liegenden Pumpstation, wobei zwei Eisenbahnen gekreuzt werden; die an den Kreuzungsstellen gewählten Konstruktionen werden weiterhin als Fig. 230—236 vorgeführt. Die unteren Heberendem sind nach Fig. 216—218 (welche einen Heberschacht mit Regenüberfall darstellen) durch ein Ventil verschlossen, die oberen ohne Verschluß. Die dauernde Entlüftung wird mittelst einer im Maschinenhause der Pumpstation aufgestellten Luftpumpe aufrecht erhalten. Die Heberschäfte sind durch Gitter nach Fig. 218 in zwei Abteilungen zerlegt; vor dem Gitter findet sich ein Schlamsack von geringer Tiefe. Die Höhe des Regenüberfalls kann durch Einlegung von Dammbalken etwas vergrößert werden.

In noch größerem Maßstabe sind Heberleitungen bei der Kanalisation von Potsdam angewendet und zwar mehrfach in der Weise, daß man sie zum Abfangen von alten bestehenden in die neue Anlage aufgenommenen Kanälen, die direkt zur Havel führen, benutzt. Es ist dann eine Hauptleitung angelegt worden, welche Abzweigungen von den seitlich liegenden Heberschächten — Abfangstellen — aufnimmt. Die Fig. 219 und 220 stellen ein paar Heberleitungszüge dar; in dem einen, Fig. 220, kommt eine Dükerung vor. Ein besonderes Interesse gewähren die Einrichtungen — nach Rothe —, die für die Entlüftung der Heberleitungen angewendet sind. Fig. 221 und 222 stellen die am Eintrittsende der Heber getroffenen Einrichtungen dar. Der mit Regenüberfall versehene Schacht ist durch einen Schieber in zwei Abteilungen zerlegt. Die wagrecht ausgehende Heberendigung ist mit einem Drehschieber von Dreiecksform geschlossen, der seine, durch einen Hebel vermittelte Bewegung durch einen Schwimmer erhält, der den Hebungen und Senkungen des Wasserspiegels im Schachte folgt. Die Berührungsflächen von Schieber und Heberrohr sind geschliffen; beide sind aus Bronze hergestellt. Der Schieber schließt so lange, als der Wasserstand im Schacht die Heberöffnung nicht erreicht, und öffnet in dem Verhältnis, als jener steigt. Nahe über der Öffnung enthält der aufsteigende Heberschenkel ein Kugelventil, dessen Kugel beim Aufhören des Abflusses oder bei einem etwaigen Rücklauf des Wassers auf ihren Sitz fällt und den Heber schließt. Die Entlüftung der Leitungen geschieht durch Einführung von Druckwasser von der Pumpstation aus. Dazu sind auf den höchsten Punkten der Heberleitungen Entlüftungshähne nach Fig. 223*) angebracht und nahe dem Austrittsende jedes Hebbers ist in die Leitung ein Schieber eingeschaltet. Wird dieser geschlossen, so wird die Wasserbewegung im Heber rückläufig, und infolge davon schließt sich das oben erwähnte Kugelventil über dem Heberende; die Heberleitung ist damit auf beiden Enden abgesperrt. Wird nun Druckwasser eingeführt, so hebt die Luft das oben in der Glocke, Fig. 223, liegende Ventil, tritt aus und entweicht durch die Öffnungen in der Glockenwand. Der Austritt von Druckwasser durch das Luftventil wird durch die Hebung des Schwimmers *c* und den Schluß des mit dem Schwimmer gehobenen zweiten Ventils verhindert. Der Schluß dieses Ventils ist an dem auf der Pumpstation vorhandenen Manometer erkennbar; sobald der selbe eingetreten, ist der Heber luft leer, und es kann seine Funktion nach Öffnung des Schiebers am Austrittsende von neuem beginnen. — Zum Spülen der Heberleitungen sind in Abständen von

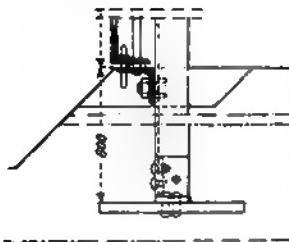
*) Nach: Deutsche Bauz. 1890.

etwa 100 m auf denselben Stützen nach Fig. 224*) mit Ventilen zum Aufschrauben von Standrohren angebracht, die ihrerseits mit einem Stützen zum Anlegen eines Schlauchs ausgestattet sind. Oben im Standrohr befindet sich ein kleines Luftventil, das der beim Füllen des Standrohrs in demselben vorhandenen Luftpumpe den Austritt gestattet. Ist dieser erfolgt, so wird mittelst einer durch das Standrohr hinabreichenden Stange das auf dem Stützen der Heberleitung angebrachte Ventil gehoben, worauf für das Spülwasser der Eintritt in die Leitung offen ist.

Die Fig. 225—227**) stellen einen von Eger konstruierten Heber dar, der von der Breitenauer Kanalisation entnommen ist und die Abwasser von der Sandinsel zum rechten Oderufer hinüber führt. Die Heberleitung ist an einer Brücke aufgehängt. Beide Heberenden sind bei der bestehenden Sicherheit des beständigen Eintauchens ohne Verschluß gelassen. Die dauernde Entlüftung des Hebers wird durch einen Ejektor bewirkt, welcher Anschluß an die städtische Wasser-

Fig. 216—218.

—"



leitung hat. Das Spiel des Ejektors ist von einem Schwimmer abhängig, der in einem über dem höchsten Punkt der Heberleitung angebrachten Windkessel auf- und absiegt, indem der Schwimmer mit einem Kniehebel verbunden ist, dessen Drehpunkt auf einer durch die Wand des Windkessels hindurchgeführten Achse angebracht ist. Unmittelbar über dem Windkessel liegt das Wasserrohr, das an der Stelle der Ejektoröffnung mit dem Windkessel verbunden ist. Der Heber wird daher durch Absaugen entlüftet. Der Erfinder ist indes der Ansicht, daß Entlüftung durch Ausstreichen der Luft mittelst Druck sicherer und daher vorsuziehen sei. Um diese Einrichtung auszuführen, und zwar ohne die Heberleitung an beiden Enden mit Verschlüssen zu versehen, schlägt Eger vor, zwischen dem höchsten Punkt der Heberleitung und dem Wind-

*) Nach: Deutsche Bauz. 1890.

**) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

Büsing, Städtereinigung. 2.

kessel eine kurze Rohrverbindung herzustellen, in welche ein Dreiweghahn eingeschaltet wird; durch diesen soll der Windkessel abwechselnd mit dem Heber und mit der Wasserleitung in Verbindung gesetzt werden. Besteht letztere Verbindung, so ist der Heber von dem Windkessel abgeschlossen, und wird daher das einströmende Wasser die Luft aus dem Windkessel verdrängen, ohne daß während dieser Zeit die Thätigkeit des Hebers zum Stillstand kommt. Die Umstellung des Dreiweghahns geschieht, wie oben, durch einen Schwimmer; doch steht nichts im Wege, den dazu dienenden Hebelapparat im Windkessel selbst unterzubringen; das hat den Vorteil, daß Stopfbüchsen entbehrlich werden.

Es ist nicht zweifelhaft, daß die bei den Potsdamer Heberleitungen getroffene Entlüftungseinrichtung die eben beschriebene an Einfachheit übertrifft, daß es aber manche Fälle geben kann, wo trotzdem die Egersche — patentierte — Einrichtung Vorzüge besitzt; dies gilt insbesondere für „abseits“ liegende Heberleitungen.

§ 340. Wenn man die Fortleitung der Flüssigkeit von einem Sammelschacht aus, anstatt, wie im Heber durch den Atmosphärendruck, durch Preßluft bewirkt, tritt an die Stelle der Heberleitung eine Druckleitung, und ist eine Einrichtung des Sammelschachtes notwendig, bei welcher die Druckleitung zeitweise in Wirksamkeit gesetzt, oder dauernd darin erhalten wird, und zwar in der Weise, daß die Anregung dieser Thätigkeit von einer entfernten Stelle aus stattfindet. Eine diesen Zweck erfüllende Einrichtung des Sammelschachts ist von Isaak Shone bereits in den 70er Jahren angegeben worden und hat den Namen Ejektor erhalten; der Ejektor ist eine Pumpe mit Fernantrieb und selbstthätiger Steuerung. Die ersten Ausführungen mit Ejektorstationen liegen in England vor; in Deutschland ist als erste die Entwässerung des Geländes der Berliner Gewerbeausstellung 1896, welche von der Firma E. Merten & Co. hergestellt und betrieben wurde, bekannt.

Die besondere Ausbildung, welche der Ejektor hier erhielt, ist in den Fig. 228 und 229 dargestellt: In einem birnförmigen Behälter, an welchen an der einen Seite das Zuleitungsrohr, an der anderen das Ableitungsrohr anschließt, ist durch den Deckel eine Stange eingeführt, an welcher unten ein offenes Gefäß und oben eine Glocke hängt. An dem außen befindlichen Teil der Stange greift ein mit Gegengewicht versehener Hebel an, durch dessen Drehung ein Ventil für den Eintritt der Preßluft geöffnet und, gleichzeitig damit, ein zweites Ventil für den Austritt der in dem Behälter enthaltenen atmosphärischen Luft geschlossen wird. In der Zuleitung A liegt ein Klappenventil, welches vor der eintretenden Flüssigkeit, und in der Ableitung ein eben solches Ventil, das vor der austretenden Flüssigkeit öffnet. Ueber beiden Ventilen befinden sich in den Leitungen Absperrventile, die für gewöhnlich offen sind, und nur geschlossen werden, wenn bei Betriebsstörungen der Ejektor außer Thätigkeit zu setzen ist. Das Spiel des Ejektors ist folgendes: Von dem Augenblicke an, zu welchem beim Ansteigen der Flüssigkeit in dem Ejektorbehälter der untere Rand der Glocke erreicht ist, wird bei fortdauerndem Zufluß die Glocke und mit derselben die Stange (Spindel), auf der sie steckt, gehoben; diese Hebung öffnet das Ventil für die Preßluft, und schließt gleichzeitig das Ventil für den Austritt der in dem Behälter vorhandenen geringen Menge atmosphärischer Luft. Unter der Wirkung der Preßluft entleert sich der Ejektor und sinkt die Stange mit der darauf befindlichen Schale und der Glocke in ihre Anfangsstellung zurück, wodurch gleichzeitig der Schluß des Ventils für den Eintritt der Preßluft und die Wiederöffnung des Ventils für den Austritt der atmosphärischen Luft erfolgt. Die Dauer eines vollständigen Spiels hängt sowohl von der Größe des Ejektorbehälters als von der angewandten Luftpression ab; bei 800 l Inhalt soll sie nur etwa 30 Sekunden erfordern, so daß 2 Spiele in 1 Minute und 120 in 1 Stunde erfolgen könnten; dadurch ist die stündliche Leistungsfähigkeit eines Ejektors von bestimmter Größe festgelegt. Für mehr als 300 l Inhalt wächst die Dauer des Spiels nicht ganz in dem Verhältnis, in welchem der Inhalt größer ist.

Einige Einzelheiten von der Anlage auf dem Gelände der Berliner Gewerbeausstellung 1896 sind folgende: Das Gelände hatte etwa 100 ha Ausdehnung, durchaus flache Lage und einen Grundwasserstand, der stellenweise nur etwa $\frac{1}{2}$ m unter Oberfläche lag. Auf diesem Gebiet waren 22 Ejektorstationen angeordnet, mit einer Tiefe der Schächte von etwa 3,5 m. Da die Abflußleitung ihren Inhalt etwa 5 m höher als das Ausstellungsgelände an den Entwässerungskanal einer benachbarten Gemeinde abgab, betrug die Hubhöhe der Ejektoren $5 + 3,5 = 8,5$ m. Die Anlage war auf eine normale stündliche Förderung von 200 cbm Küchenwassern und Abflüssen aus Wasserklosets = etwa 55 Sekl., berechnet, konnte aber erheblich mehr leisten. Der zur Betreibung erforderliche Teil der Maschinenkraft wird zu 60 Pferdekraft bei 2 Atmosphären Pressung angegeben. Was die tatsächlichen Leistungen anbetrifft, so wurden während der

Zn

Fig

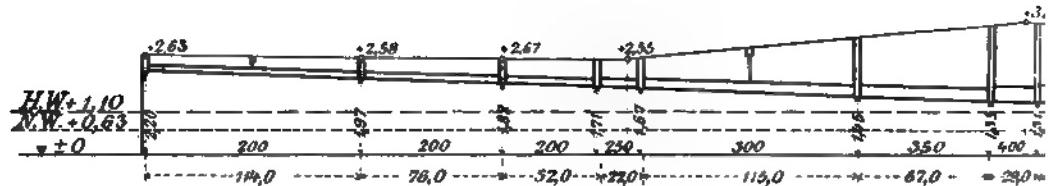


Fig.

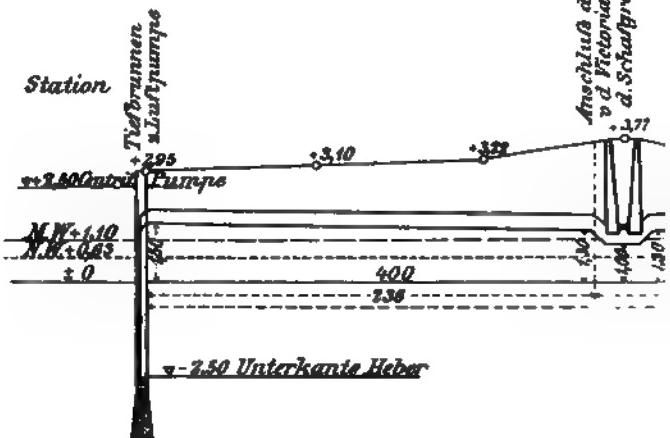


Fig. 223 7.

Fig. 224.9.

Fig. 221 n. 223.

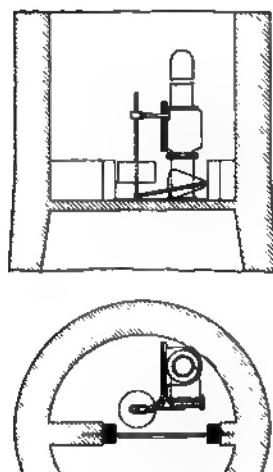
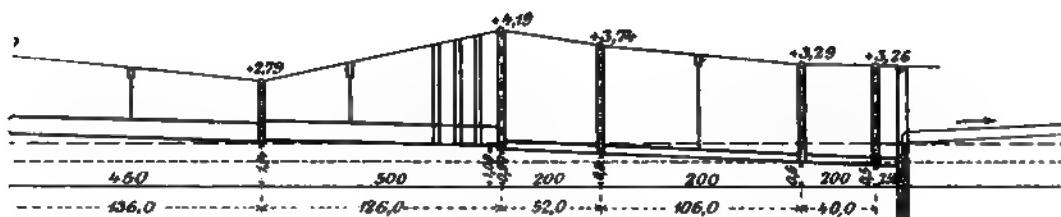


Fig. 219—224 sind von der Kanalisation der Stadt Potsdam

219.



220.

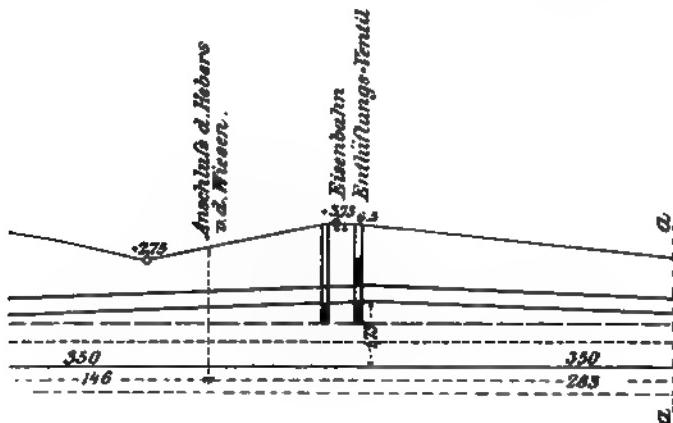
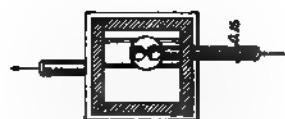


Fig. 225—227 (a).

C

120 .

120



entnommen; Fig. 225—227 von der Kanalisation Breslaus.



Monate Juni und Juli, also in 61 Tagen, 129 259 cbm Flüssigkeit fortgeschafft, also im Durchschnitt pro Tag 2118 cbm, mit den Grenzwerten 3292 und 1282 cbm. Die Zufuhrleitungen waren teils aus glasierten Thonrohren, teils aus gußeisernen Abfallrohren hergestellt, und mit Gefällen von 0,01—0,02 verlegt. Die Druckleitung bestand aus gußeisernen, die Leitung zur Zuführung der Preßluft zu den Ejektoren aus schmiedeeisernen Rohren. Die Anlage hat während der ganzen Dauer der Ausstellung gearbeitet, ohne daß sich, soweit bekannt geworden ist, dabei besondere Schwierigkeiten ergeben hätten.

Die außergewöhnlichen Verhältnisse der kurz beschriebenen Anlage lassen eine Uebertragung auf gewöhnliche städtische Entwässerungen zwar nicht zu; nichtsdestoweniger ist es erlaubt, einige allgemeine Bemerkungen bezw. Schlußfolgerungen über

Fig. 228 u. 229.

das „System“ zu ziehen, wie im folgenden geschieht: Das System ist als Ausnahme-einrichtung für sehr flache Gelände, oder solche mit hohem Grundwasserstande, oder da, wo der Baugrund anderweite besondere Schwierigkeiten bietet, endlich auch in Ueberschwemmungsgebieten gut anwendbar. Dasselbe ist aber nicht im stande, sich den Wechseln in der Leistung, wie sie bei Mitaufnahme von Regenwassern vorkommen, anzupassen, daher nur bei getrennter Abführung der häuslichen Abwasser und der Klossettabflüsse geeignet. Für diesen Zweck leistet es mit nicht gerade verwickelten Einrichtungen gute Dienste, da die Ejektoren anscheinend sicher arbeiten, da ferner, weil der Abfluß aus denselben tief liegt, Vorrichtungen zum Abscheiden feinerer Schweb- und Sinkstoffe unnötig sind, und da endlich die Uebertragung

der Betriebskraft in den Ejektoren ohne Zwischenmechanismen, daher auch ohne größere Reibung erfolgt. In Bezug auf die Tiefenlage der Zuleitungsrohre und der Druckleitung, ferner in Bezug auf die nötigen Gefälle u. s. w. bestehen keine Unterschiede gegen anderweite Anordnungen. Die Abfluß(-Druck)leitung bedarf nur geringen Querschnitt, weil die Fortbewegung in demselben mit großer Geschwindigkeit geschehen kann, dabei findet allerdings Vermehrung der Reibungshöhe in dem Verhältnis $\left(\frac{v_1}{v}\right)^2$ und in demselben Verhältnis Vermehrung der erforderlichen Maschinenkraft statt. Ein beträchtlicher Arbeitsverlust entsteht durch die bei Erzeugung der Prefluft stattfindenden Temperaturerhöhung, die durch Kühlung wieder beseitigt werden muß; die Leistung kann also nicht billig sein. Die Zuleitungen der Prefluft zu den Ejektoren müssen mit Einrichtungen zur Sammlung und Entfernung von niedergeschlagenem Wasser ausgestattet werden.

Da die Abflußleitung offen ist, so steht nichts im Wege, derselben auch Wasser ohne Vermittelung des Ejektors, also direkt zuzuführen. Mit dieser unter Umständen wertvollen Änderung ist das Shone-System auf dem Gelände der Weltausstellung zu Chicago 1893 angewendet worden, wo man 26 Paare von Ejektoren eingebaut hatte, die das Wasser behufs einer Vorklärung in große, unter einer Ueberdachung aufgestellte Behälter förderten. Die Erfahrungen, welche man in Chicago mit dem Ejektorenbetriebe gemacht hat, sind aber nicht günstig. Ob die Ursache davon in den Ejektorenkonstruktionen, oder in Mängeln des Betriebs begründet ist, läßt sich aus den darüber gemachten Veröffentlichungen*) nicht erkennen. Anscheinend fällt dem Steuerungsapparat der Ejektoren die Schuld zu, der insofern nicht genau arbeitete, als der Abschluß des Ejektors gegen die Prefluftzuleitung nicht mit dem Augenblick der vollständigen Entleerung des Ejektors zusammenfiel, sondern verspätet eintrat. Die Folge davon war, daß die Massen in den Klärbottichen mit solcher Heftigkeit anlangten, daß der Bottichinhalt zu großen Höhen emporgeschleudert wurde und arge Zerstörung an der (in mehr als 6 m Höhe darüber liegenden) Ueberdachung anrichtete. Dieses Ereignis hat sich sehr oft wiederholt, da in dem Bericht angegeben wird, daß schon innerhalb weniger Tage nach der Betriebseröffnung die meisten Scheiben der Ueberdachung zerstört gewesen seien; mehrfach kamen an einem Tage bis zu 20 explosionsartige Entleerungen der Ejektoren vor. Ungeachtet der großen Zahl der Ejektoren ergab sich keine Gleichmäßigkeit im Zufluß zu den Bottichen, sondern es lagen zwischen je zwei aufeinander folgenden Entleerungen von je 4 Ejektoren oft längere Pausen. Diese gaben zu Ablagerungen aus den in den Pausen aufgenommenen — von außen direkt zugeführten — Schmutzwassermengen Anlaß, und brachten in den ganzen Betrieb Unregelmäßigkeiten, die namentlich beim Reinigen der Abwasser schwer empfunden wurden. Bei der Berechnung des Abflußrohres von 0,93 m Weite hatte man die Wassergeschwindigkeit von 0,81 m zu Grunde gelegt, entsprechend dem erwarteten stündlichen Zufluß von 863 cbm. Während der oben erwähnten Pausen waren die Geschwindigkeiten viel geringer, während das Gemisch von Wasser und Luft, das die Ejektoren lieferten, sich mit explosionsartiger Geschwindigkeit durch das Rohr bewegte. Die Schwierigkeiten wurden durch große Ungleichförmigkeiten, die im Wasserverbrauch stattfanden, vergrößert.

Es ist nach dieser Schilderung wohl anzunehmen, daß die Anlage der nötigen Sorgfalt in der Ausführung entbehrt hat. Doch ergiebt sich aus den ungünstigen Erfahrungen, die in Chicago gemacht wurden, die Lehre, daß das System große Genauigkeit in der Durchführung und im Betriebe fordert, und daß, wo es an dieser fehlt, schwere Uebelstände, sogar Gefahren eintreten können, welche nicht leicht zu nehmen sind.

Allem nach scheint das, überhaupt nur unter besonderen örtlichen Verhältnissen in Frage kommende System vom wirtschaftlichen Standpunkt da im Nachteil, wo man mit Heberleitungen auskommen kann, die außerdem den Vorzug größerer Einfachheit besitzen. Immerhin können Fälle vorkommen, wo dasselbe am Platze ist, und ebenso sind Verhältnisse denkbar, in welchen es als Ergänzung- oder Hilfseinrichtung brauchbar ist. Beispielsweise mag man dasselbe für die Entwässerung tiefliegender Stadtteile in Betracht ziehen, und ebenso den Ejektor

*) 25. Report of the State Board of Health of Massachusetts, Cap.: Chemical Precipitation at the Worlds Columbian Exhibition.

anstatt einer Pumpe gewöhnlicher Art an Stellen benutzen, wo für die Aufstellung einer solchen der Raum fehlt, oder wo die Summe der Kosten von Anlage und Betrieb derselben sich höher herausstellt als die Anlage- und Betriebskosten eines Ejektors, wenn die Betriebskraft an einer entfernten Stelle zur Verfügung steht, oder nur dort zur Verfügung gestellt werden kann.

Einen Posten von einiger Bedeutung bildet in den Kosten des Systems die Zahl der notwendigen Ejektorstationen. Hierzu mag bemerkt werden, daß die Zahl der Ejektoren durch die Größe der zu bewältigenden Wassermengen und die Geländegestalt festgelegt ist, daß man aber bei völliger Freiheit hierin anscheinend auf eine Ejektorstation ein Entwässerungsgebiet bis etwa 20 ha rechnen kann. Es dürfte immer sowohl im Interesse der Kostenersparnis als der Betriebssicherheit liegen, an einer Station eventuell zwei Ejektoren so aufzustellen, daß dieselben dauernd beide im Betriebe gehalten werden, wogegen eine Aufstellung, bei der die Thätigkeit des zweiten Ejektors bloß aushilfsweise oder nur in Notfällen eintritt, die Betriebssicherheit zwar erhöht, aber auch die Kosten vermehrt.

In der neuesten Zeit, wo bei der Ausbildung der Elektrotechnik die Schaffung von Kraftzentralen, von welchen aus die Kraftverteilung auf weite Entfernungen mit geringen Kosten zu bewirken ist, immer mehr als die wirtschaftlich vollkommenste Art der Erzeugung und Fassung großer Betriebskräfte erkannt wird, drängt sich aber die Frage auf: ob an Stelle der Ejektoren in Zukunft nicht gewöhnliche Pumpwerke treten, welche ihren Antrieb von fernher erhalten? Und diese Frage liegt um so näher, als vermöge der größeren Aufspeicherungsfähigkeit von Kraft in engem Raum, welche bei der elektrischen Kraft gegenüber der Aufspeicherung von Kraft in Prefluft vorhanden ist, bei dem elektrischen Antrieb detachierter Pumpen jedenfalls größere Wechsel in den Zuflusmmengen überwindbar sind als mit Ejektoren, bei welchen die Wechsel in ziemlich engen Grenzen bleiben müssen. Vielleicht ist es möglich, mit von Kraftzentralen aus betriebenen Pumpen außer häuslichen Abwassern auch Regenwasser in größeren Mengen fortzuschaffen und dadurch zur Entlastung von Regenüberfällen beizutragen. (Vergl. hierzu § 330.)

§ 341. Die in dem Liernur-System vorkommenden Leitungen sind wirkliche Heberleitungen. Ein kleiner Unterschied gegen letztere besteht darin, daß in denselben Luftunterdruck nicht dauernd herrscht, sondern nur zu bestimmten Zeiten hergestellt wird. Diese Leitungen sind in zwei Gruppen gesondert: a) die Leitungen zwischen den in den Häusern angelegten Aborten und den unter Strafenoberfläche untergebrachten eisernen Empfangsbehältern und b) den Leitungen von letzteren zu der Maschinenstation, von welcher aus die Luftverdünnung in diesen Rohren sowohl als in den zu a) genannten Leitungen hergestellt wird. Die zu b) genannten Leitungen, welche 13 cm Weite erhalten, nannte der Erfinder Magistralrohre. Die einzelnen Magistralrohre können an ein gemeinsames größeres Magistralrohr angeschlossen werden; sie sind beim Anschluß an den Empfangsbehälter abgesperrt. In den Leitungen von den Aborten zu dem Empfangsbehälter sind von Hand zu bewegende Verschlüsse angeordnet. Denke man sich den Verschluß der Magistralrohre geöffnet und die Luftpumpen in Thätigkeit, so wird in den Magistralrohren und den angeschlossenen Empfangsbehältern Luftverdünnung entstehen. Wenn alsdann Abschluß der Magistralrohre und Oeffnung der Verschlüsse in den zu den Aborten führenden Leitungen stattfindet, so tritt in den Abortstrichtern der Atmosphärendruck in Wirksamkeit und drückt deren Inhalt in die Empfangsbehälter. Nachdem dies geschehen ist, wird der Verschluß in den letztgenannten Leitungen wieder hergestellt und der Ab-

schluß der Magistralrohre wieder aufgehoben, wonach der Inhalt der Empfangsbehälter durch den Atmosphärendruck zur Maschinenstation geführt wird.

Es ersieht sich, daß die Handhabung der Einrichtung auch eine etwas andere als die vorstehend geschilderte sein, daß für den Transport von den Empfangsbehältern zur Maschinenstation auch Prefluft benutzt werden, daß aber für den Transport von den Aborten zu den Empfangsbehältern Luftverdünnung nicht entbehrlich werden kann. Eine mögliche Abwandlung besteht auch darin, daß die Luftverdünnung in den Empfangsbehältern nicht vermittelst des Magistralrohres, sondern durch ein besonderes Rohr von geringerer Weite hergestellt wird. Die Anlagekosten sind dabei höher, die Betriebskosten dagegen vielleicht kleiner. Endlich kann zur Luftverdünnung in den Empfangsbehältern auch eine zur Fahrbarkeit eingearbeitete Luftpumpe benutzt werden.

Anzahl und Größe der Empfangsbehälter ergeben sich aus der anzuschließenden Zahl von Aborten, der Häufigkeit der Leerung derselben, und der Mengen, die in den Aborten gesammelt werden; letztere findet bei normalem Betriebe täglich einmal statt. Die Größe des Gebiets, für das ein Empfangsbehälter angelegt zu werden pflegt, geht bis etwa 10 ha; die Kleinste Größe ist etwa 3 ha. Den wesentlichsten Einfluß üben dabei die Gestalt des Straßennetzes und die Wohndichte. Ein Behälter reicht im allgemeinen für 2000—3000 Stadtbewohner aus. Das Liernur-System ist aber kein Entwässerungs-, sondern ein bloßes Abfuhrsystem und seine Anwendbarkeit dadurch entsprechend beschränkt.

In die Leitungen des Systems werden aus Rücksicht auf landwirtschaftliche Verwertung nur sehr dickflüssige und dabei stark klebrige Massen aufgenommen. Die Fortschaffung erfordert daher einen entsprechend größeren Kraftaufwand, als die Fortschaffung von Kanalwassern gewöhnlicher Beschaffenheit, und in demselben Verhältnis muß Erhöhung der Betriebskosten stattfinden. Die Reinhal tung der Rohrwand könnte allerdings durch Wasserspülung stattfinden; doch wird dieselbe durch große Geschwindigkeit der Bewegung und entsprechend große Luftverdünnung anscheinend ausreichend bewirkt. Die Leitungen des Systems Liernur haben daher keine Nebeneinrichtungen, wie sie bei Druck- und Heberleitungen notwendig sind, lassen sich auch in ihrer Tiefenlage der Oberflächengestalt des Geländes aufs engste anschließen und bedürfen keiner großen Einbettungstiefe, weil sie für gewöhnlich leer und dadurch der Einwirkung des Frostes entzogen sind.

2. Kapitel.

Unterführungen unter Eisenbahnen.

§ 342. Wenn Kanalisationsleitungen Eisenbahnen kreuzen müssen, so entstehen in der Regel sehr kostspielige Konstruktionen, weil zu den Ansprüchen, die der Schutz der Leitungen erfordert, die Ansprüche hinzutreten, welche im Interesse der Betriebssicherheit der Eisenbahn gestellt werden; gewöhnlich gehen letztere sehr weit. Da aber der Eisenbahnbetrieb starke Erschütterungen des Bodens mit sich bringt (während die spezifische Belastung desselben, vermöge der Steifheit des Gestänges und der breiten Auflagerfläche der Schwellen nicht besonders groß ist), bedürfen auch Kanalisationsleitungen, die unter Eisenbahngleisen oder in deren unmittelbaren Nähe liegen, mit ganz besonderer Sorgfalt durchgebildeter

Konstruktionen. Dieselben werden aber wesentlich von der Tiefenlage der Leitungen unter Gleishöhe beeinflußt. Je größer die Tiefenlage, um so einfacher gestaltet sich für beide Teile die Ausführung und umgekehrt, schon weil mit der Tiefe sich die Bodenerschütterungen abschwächen und der äußere Druck auf die Leitung nur mäßig wächst (vergl. die Tabelle im § 235). Bei flacher Lage der Leitung bedarf es außergewöhnlich starker Mauerkonstruktionen, oder Eisenrohre, die entweder frei in Tunneln liegen, oder mit eisernen Rohren ummantelt sind. Zur Ausführung eines Tunnels wird man sich wohl nur entschließen, wenn der Tunnel Verkehrszwecken dient und gleichzeitig für die zweckmäßige Unterbringung noch anderweitiger Leitungen benutzt werden kann, oder wenn die Kanalisationssleitung so beschaffen

Fig. 230.

4730
1000

Fig. 235-236

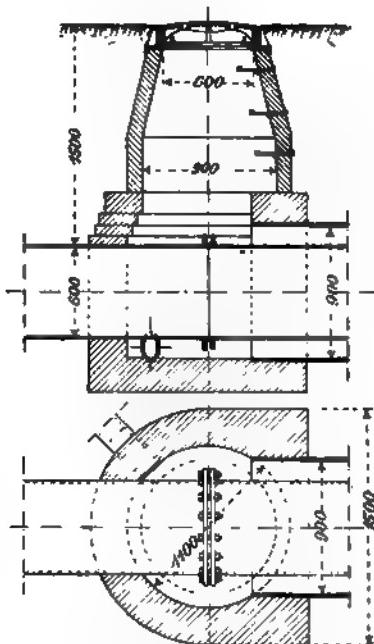
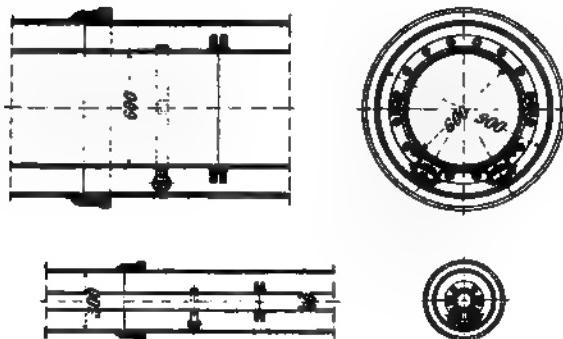


Fig. 231-234.



ist, daß sie eine dauernde sorgsame Ueberwachung und stete Zugänglichkeit erfordert. Wird Ummantelung des Kanalisationssrohres ausgeführt, so muß wegen der Bodenerschütterungen, und in gewissen Fällen auch wegen Längenänderungen, die sich durch Temperaturwechsel ergeben, dafür gesorgt werden, daß die beiden Rohre sich unabhängig voneinander bewegen können. Dazu ist am besten Unterstützung des Kanalisationssrohres mit Rollen (oder Kugeln) geeignet. Solche Hilfseinrichtungen sind jedenfalls nötig, wenn das Rohr, sei es als Druck-, sei es als Heberleitung hergestellt ist. Wenn sich bei der größeren Tiefenlage des Rohres Erleichterungen für die Anlage ergeben, kann es vielleicht in Betracht kommen an der Kreuzungsstelle mit der Eisenbahn, die Kanalisationssleitung zu senken, d. h. einen Düker auszuführen. Indessen hängt die Entscheidung so sehr von

den Besonderheiten des Falles ab, daß es unmöglich ist, in der Behandlung der Aufgabe über die Vorführung der allgemeinsten Gesichtspunkte hinauszugehen.

Die Fig. 230—236 bieten einige Beispiele zu den vorstehenden Erörterungen. Dieselben sind von der Kanalisation Spandaus entnommen und erklären sich selbst. Hinzugefügt werden mag nur noch, daß im Interesse der beständigen genauen Ueberwachung der Kreuzungsstellen und um rasches Eingreifen bei vorgekommenen Störungen zu ermöglichen, die Leitungen in sehr kurzen Abständen durch Einsteigeschäfte zugänglich gemacht worden sind.

Die Ausführung eines Tunnels, welcher 17 Gleise unterführt, dessen Sohle etwa 4 m unter Schienenoberkante und etwa 1,5 m unter Grundwasserspiegel liegt, der eine lichte Weite von 3,65 m und lichte Höhe von 2,30 m hat, und in dessen Baukörper seitlich noch zwei Druckrohre in besonderen Kanälen liegen, ist beschrieben und in Abbildungen ausführlich erläutert in „Berlin und seine Bauten“ S. 335 ff.

XXII. Abschnitt.

Wasser- oder Geruchsschlüsse; Fettöpfe.

§ 343. Wasserschlüsse sind Einrichtungen, mittelst welcher die Festhaltung einer geringen Menge Wasser an gewissen Stellen einer Schmutzwasserleitung stattfindet, um zu verhindern, daß Gase ihren Weg ins Freie in einer Richtung nehmen, welche denselben versperrt werden soll; dagegen muß für die abzuleitende Flüssigkeit der Weg frei bleiben. Doch sind Wasserschlüsse keine Absperrmittel im absoluten Sinne für Gase, gestatten vielmehr gewissen Gasen selbst in größeren Mengen durchzutreten, so z. B. Schwefelwasserstoff, der seinen Weg anscheinend selbst durch ziemlich hohe Wasserschichten nimmt; ähnlich mag es sich mit anderen Gasarten verhalten. Dennoch bilden Wasserschlüsse wichtige Bestandteile einer Kanalisationsanlage und insbesondere der Hausentwässerung, in welchen sie bestimmt sind, übelriechende Gase vom Eintritt in das Haus und dessen einzelne Räume fernzuhalten.

Die Formen der Wasserschlüsse sind außerordentlich mannigfaltig, so daß es unmöglich ist, sie in eine beschränkte Anzahl von Gruppen zu sondern. Zwei Hauptformen, zwischen und neben welchen eine ganze Reihe von Formen liegt, die man weder in die eine noch in die andere dieser beiden Gruppen einordnen kann, sind die Siphon-Wasserschlüsse, kurzweg Siphons genannt, und die Glockenwasserschlüsse. Jede wagrechte oder geneigt liegende oder senkrechte Leitung, die an einer Stelle eine zweifache Krümmung — eine aufwärts und eine abwärts gerichtete — oder auch eine sackartige Unterbrechung enthält, stellt, wenn die Krümmungen bezw. der Sack groß genug, bezw. so geformt sind, damit eine Wassermenge festgehalten wird, die den Querschnitt vollständig schließt, einen Siphon dar. Hierzu gehören z. B. die Formen Fig. 237—247, 263, 248—254, während die Wasserschlüsse Fig. 255, 256 nur als „siphonähnliche“ bezeichnet werden können. Glockenwasserschlüsse stellen die Fig. 259—262 dar; sie sind dadurch charakterisiert, daß über die Öffnung des Abflußrohrs eine Glocke gestülpt ist, deren unterer Rand tiefer hinabreicht als der obere Rand der Abflußleitung, wobei ersterer entweder durch Ausklinkungen des Randes, oder unter dem ganzen Umfange desselben für den Abfluß des Wassers Raum läßt. Denkt man sich die Glocke umgekehrt gestellt, so daß der Abfluß (Absturz) über den oberen Rand erfolgt oder durch Ausklinkungen oder durch Öffnungen, die nahe dem oberen Rande angebracht sind, so entstehen glockenähnliche Wasserschlüsse, wozu die Fig. 257 und 258 Beispiele bieten. Fig. 258 stellt einen doppelten Wasserschluß dar, welcher zu größerer Sicherheit gegen Zerstörungen zuweilen angewendet wird.

Fig. 237.



Fig. 238.



Fig. 239.



Fig. 240.



Fig. 241.

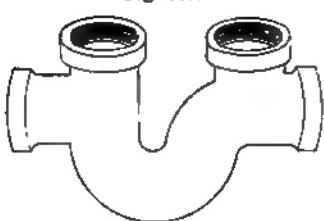


Fig. 242.

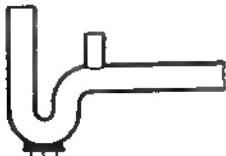


Fig. 243.



Fig. 244.

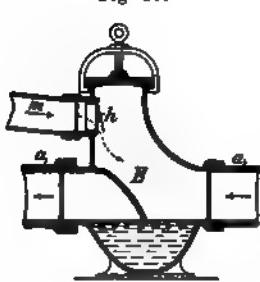


Fig. 245.

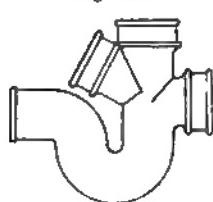


Fig. 246.



Fig. 247.

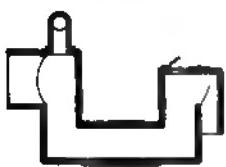


Fig. 248.



Fig. 249.

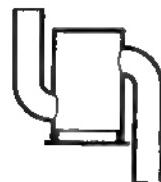


Fig. 250.



Fig. 251.



Fig. 252.



Fig. 253.

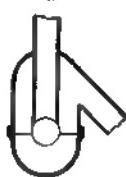


Fig. 254.

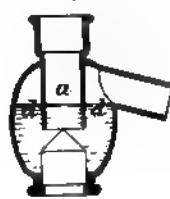
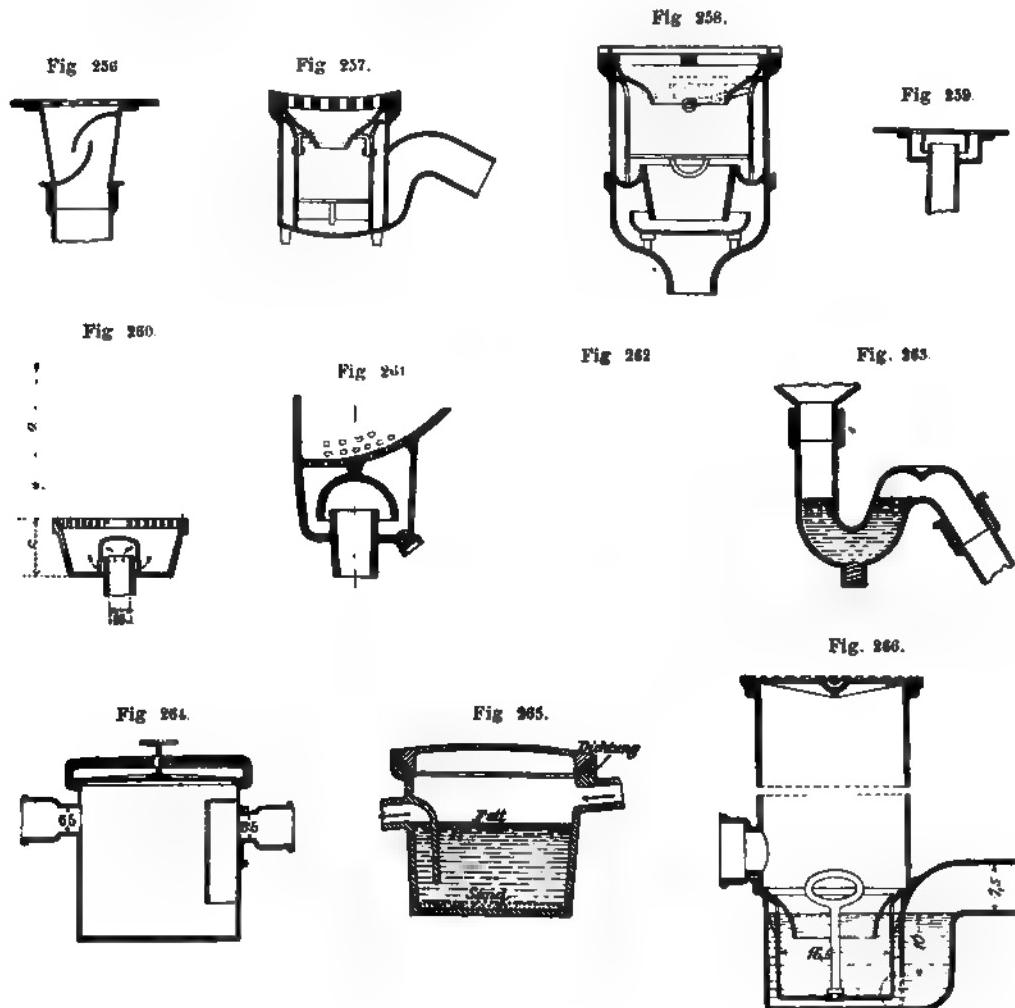


Fig. 255.



In der grundsätzlichen Verschiedenheit der Formen der beiden genannten Gruppen von Wasserschlüssen ist es begründet, daß ungeachtet der Gleichheit des Zweckes jede Gruppe ihr besonderes Anwendungsbereich hat. Die Glockenwasserschlüsse sind im allgemeinen auf die Anbringung an den oberen Enden einer Leitung beschränkt, auch leicht der Gefahr mißbräuchlicher Benutzung ausgesetzt, während die Siphons an jeder beliebigen Stelle einer Leitung, daher auch an den oberen und unteren Enden derselben angebracht werden können. Die Brauchbarkeit der letzteren ist daher umfassender als die der ersten.



Da die Wasserschlüsse abflussfördernd wirken, finden in denselben Sinkstoffe Gelegenheit zur Ablagerung. Es muß daher entweder eine Einrichtung an den Wasserschlüssen vorhanden sein, durch die entstandene Ablagerungen leicht wieder entfernt werden können (wozu passend gelegte verschließbare Öffnungen dienen), oder es muß vor dem Wasserabschluß ein stets zugänglicher Schlammfang liegen. Bei den an den oberen Enden der Leitungen befindlichen Wasserschlüssen ist die Zugänglichkeit immer leicht zu beschaffen; die Glockenwasserschlüsse besitzen in dieser Beziehung einen Vorzug vor den Siphons. Bei den in den Leitungen liegenden Wasserschlüssen müssen die günstigsten Stellen ausgewählt, außerdem muß die

Form der Oertlichkeit so gut als möglich angepaßt werden. Wie dies am zweckmäßigsten ins Werk gesetzt wird, kann aus später zur Mitteilung kommenden Beispielen der Anwendung von Wasserschlüssen entnommen werden.

Außer der Zugänglichkeit der Wasserschlüsse ist wichtig, daß ihre Form möglichste Sicherheit gegen Zerstörung durch Gewalt oder Erddruck, oder durch Unvorsichtigkeit beim Einbauen bietet. In dieser Hinsicht sind die Glockenwasserschlüsse im allgemeinen im Vorzuge gegen die Siphons. Wenn der Wasserschluß mittelst eines Ansatzstutzens an einem Gefäß oder Cylinder hergestellt wird, muß die Anschlußfläche des Stutzens möglichst groß sein, damit nicht leicht A bbrechen erfolgen kann. Manche bisher üblichen Konstruktionen, darunter auch solche, die oben mit dargestellt worden, sind in dieser Beziehung mangelhaft; man vergleiche z. B. die Fig. 249, 250 ff. mit den Fig. 251—253.

§ 344. Fettöpfe, oder richtiger Fettfangöpfe, sind Gefäße, die neben dem Zweck der Absperrung von Gasen den weiteren erfüllen, von den abfließenden Wassern mitgeführte Fett- und Seifenteile an einer Stelle anzuhalten, von welcher sie leicht entfernt werden können. Dies ist wichtig, weil Fett und Seife sich an Leitungsstellen, wo Hindernisse für den Abfluß bestehen, leicht festsetzen, und in Verbindung mit anderen Stoffen, z. B. Kaffeesatz, Zusammenballungen und Querschnittsverengungen, und leicht auch vollständige Verstopfungen von Rohrleitungen mit geringem Querschnitt entstehen lassen. Um das Mitreißen von Fett und Seife in die Tiefe zu verhindern, darf der Eintritt des Wassers in den Fetttopf nicht, wie bei den Wasserschlüssen, mit Richtung von oben nach unten, sondern muß von der Seite erfolgen; dasselbe gilt für den Austritt. Die Fig. 264—266 geben ein paar Beispiele von Fetttopfkonstruktionen; außer ihrem speziellen Zwecke leisten dieselben auch das, daß sie Ablagerungen schwerer Sinkstoffe zurückhalten.

§ 345. Da der Bestand der Wasserschlüsse durch mancherlei Umstände gefährdet ist, unter welchen auch die Verdunstung eine Rolle spielt, da ferner Oel weniger durchlässig für Gase ist als Wasser, und da letzteres für die Erfüllung noch anderer, bei den Wasserschlüssen vorliegenden, später zu erwähnenden Zwecke Vorteile von Bedeutung bietet, sind in neuerer Zeit Siphons und Glockenverschlüsse entstanden, in welchen ein Teil der Füllung, und zwar eine Schicht von einigen Centimetern Höhe aus Oel besteht; es wird mineralisches Oel von etwas geringerem spezifischem Gewicht als Wasser verwendet. Bis jetzt ist das Anwendungsbereich dieser Art Wasserschlüsse noch beschränkt. Der erste „Oelgeruchverschluß“ wurde etwa 1890 von Beetz konstruiert. Derselbe ist ein Glockenverschluß mit sehr großer Höhe der Wassersäule und anderen Konstruktionsbesonderheiten. Ein ähnlich ausgestatteter Glockenverschluß wird von der Firma Kullmann & Lina in Frankfurt a. M. vertrieben; ein dritter, der Siphonform folgender Verschluß von F. Butzke & Co. Aktiengesellschaft in Berlin. Die Konstruktionsbesonderheiten und zweckmäßigen Anwendungen dieser drei Verschlüsse kommen erst an späterer Stelle zur Besprechung.

Zuweilen tritt zu mehrerer Sicherheit für den dauernden Bestand der Wasserschlüsse noch ein mechanischer selbstthätiger Verschluß hinzu, der in einer Klappe, oder einem Schwimmer, oder einem Ventil bestehen kann; solche Einrichtungen kommen jedoch selten vor. In Fig. 246 ist außer dem Wasserschluß ein Verschluß durch eine Schwimmkugel (aus Gummi) mitgeteilt. Je nachdem Luftüberdruck von der einen oder anderen Seite stattfindet, legt sich die Kugel auf den einen oder anderen der beiden vorhandenen Sitze und sperrt ab. Um die Arbeitsfähigkeit des Kugelventils überwachen zu können, ist ein Teil der Wand des Ballons aus Glas hergestellt; es ist aber nicht wahrscheinlich, daß der aus Glas bestehende Wandteil sich rein genug hält, um den Einblick zuzulassen.

§ 346. Die Leistungsfähigkeit eines Wasserschlusses hängt in erster Linie von der Höhe seiner Wassersäule ab. Bis in die neuere Zeit hinein begnügte man sich oft mit Wassersäulen Höhen von nur einigen Centimetern. Wegen ungünstiger Erfahrungen, welche mit Wasserschlüssen so geringer Höhe fast täglich gemacht werden, kommen neuerdings mehr und mehr Wasserschlüsse von größerer Säulen Höhe als früher in Aufnahme; man geht jetzt auf 7, 12, 15 cm Säulen Höhe.

Die Zerstörung eines Wasserschlusses kann durch verschiedene Ursachen bewirkt werden, und zwar:

1. durch Verdunstung, bei längerem Nichtgebrauch der betreffenden Leitung;
2. durch heftiges Einschütten größerer Wassermassen in einen Wasserschluß, als Wirkung der lebendigen Kraft des bewegten Wassers;
3. durch Luftüberdruck auf einer Seite, und
4. durch Luftunterdruck auf einer Seite.

Verdunstung einer größeren Säulen Höhe fordert oft lange Zeit, zuweilen wochenlange. Wenn aber der Wasserschluß warm und zugig liegt, mag selbst eine größere Säulen Höhe im Laufe einer kleinen Anzahl von Tagen durch Verdunstung verschwinden. Wasserschlüsse, in Hausleitungen angebracht, die der Verdunstungsgefahr ausgesetzt sind, sollte man, wenn ihr dauernder Bestand von nur einem Wert ist, durch Hinzufügung eines mechanischen Verschlusses: Hahn, Schieber, Ventil, sichern. Besser als die Einfügung eines mechanischen Verschlusses ist jedoch ständiger Zulauf ganz kleiner Frischwassermengen.

Gegen die zu 2. genannte Zerstörungsgefahr muß durch geeignete Konstruktionseinrichtungen Sicherheit geschaffen werden (Anbringung von Sieben oder engmaschigen Gittern). Wenn auf beide Schenkel des Wasserschlusses der Atmosphärendruck, auf den einen Schenkel ruhend, auf den anderen aber durch in Bewegung befindliche Luft wirkt, so entsteht an der Oberfläche dieses Schenkels ein Ueberdruck, der sich nach der Gleichung:

$$K = \frac{Mv^2}{2} = \frac{Q}{2g} v^2 = \frac{1,2932}{2 \cdot 9,81} v^2 = 0,066 v^2$$

für trockene Luft von der Temperatur 0 bestimmt.

Sei die Luftgeschwindigkeit 10 m, so ist der Ueberdruck für die Fläche von 1 qm:

$$K = 6,6 \text{ kg},$$

dem eine Wassersäulen Höhe von 6,6 mm entspricht. Wäre die Luftgeschwindigkeit dagegen 20 m, so würde die entsprechende Wassersäulen Höhe 26,4 mm betragen. Da nun 10 m Windgeschwindigkeit erst als „frische Brise“ und 20 m nur als „frischer Wind“ gelten, Sturmwinde dagegen bis etwa 40 m Geschwindigkeit erreichen, so ersieht sich, daß sowohl in geschlossenen Räumen als im Freien leicht die Möglichkeit besteht, daß Wasserschlüsse von ein paar Centimeter Höhe durch einen einseitig wirkenden Luftüberdruck zerstört werden. Diese Gefahr liegt unmittelbar nahe wenn dem Ueberdruck auf der einen Seite sich ein Unterdruck auf der anderen Seite hinzugesellt, wie das sehr leicht stattfinden kann. Ein zur Zerstörung von Wasserschlüssen ausreichender Luftüberdruck mag außer durch eigentlichen Wind oder „Zug“ auch durch einzelne „Windstöße“, die in geschlossenen Leitungen als Reaktionswirkungen auftreten, vor sich gehen, z. B. nahe dem unteren Ende einer senkrechten Leitung, welche eine unvermittelte Richtungsänderung erfährt, wenn in derselben eine größere Wassermenge herabstürzt, und ein Teil derselben mit Heftigkeit zurückprallt.

Die häufigste Ursache der Zerstörung von Wasserschlüssen ist indessen ein-

seitige Luftverdünnung: Luftunterdruck. Wenn die Luftverdünnung, die auf der einen Seite stattfindet, nur um $\frac{1}{20}$ erfolgt, d. h. der Druck auf 95 % des normalen herabgeht, so beträgt der Unterschied zu beiden Seiten, in Wassersäulenhöhe ausgedrückt, fast 52 mm, und bei Verdünnung bis auf 90 % reichlich 103 mm Wassersäulenhöhe. Solche Verdünnungen mögen in Leitungen mit Abzweigen und mit Querschnittswechseln, oder von welchen einzelne Teile kalt, andere warm liegen, leicht vorkommen. Sie stellen sich namentlich, rasch vorübergehend, ein, wenn in einer Leitung herabstürzende Wassermassen große Geschwindigkeiten erreichen und die nachströmende Luft, weil ihr Bewegungshindernisse entgegenstehen, oder sie lange Wege zu machen hat, nicht im stande ist, den normalen Luftdruck mit derselben

Geschwindigkeit wiederherzustellen, als derjenigen, mit welcher der Unterdruck entstanden war. Es tritt daher Gefahr für einen Wasserschluß ein, wenn durch einen in der Nähe liegenden Ausguß größere Wassermassen mit Heftigkeit entleert werden. Wie weit die Gefahr geht, erweisen sowohl tägliche Erfahrungen als spezielle Beobachtungen, die darüber angestellt worden sind. Man hat durch solche Beobachtungen sicher festgestellt, daß: 1. die Benutzung eines in einem unteren Geschoss liegenden Wasserklosets oder Ausgusses einen Wasserschluß in den darüber liegenden Geschossen, oder auch in demselben Geschosse, und der Gebrauch eines Wasserklosets oder Ausgusses in einem oberen Geschoss einen Wasserschluß in einem tiefer liegenden Geschosse zerstören kann. Wasserschlüsse, die in Anschlußleitungen der Grundstücke an die Straßenkanäle liegen, werden bei heftigen Regenfällen, bzw. starker Füllung der Straßenkanäle wohl meist durch Luftunterdruck, der im Straßen-

Fig. 267.

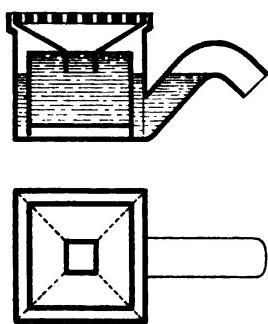


Fig. 268.

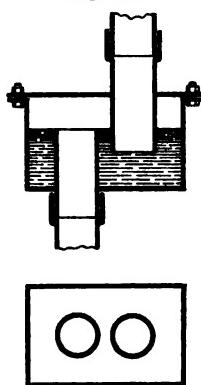


Fig. 269.

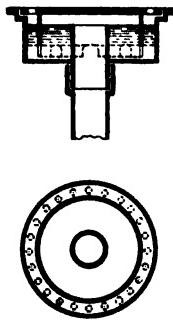
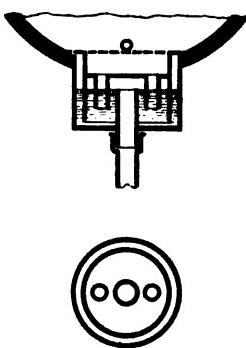


Fig. 270.



kanal eintritt, zerstört; es kann aber auch bei ihnen Zerstörung durch Luftüberdruck, der im Straßenkanal örtlich herrscht, stattfinden.

Zu wirksamem Mittel gegen Zerstörung könnte man bei einem an einer bestimmten Stelle befindlichen Wasserschluß gelangen, wenn die Zerstörungsursache bekannt, und immer dieselbe wäre. Wüßte man z. B., daß die Zerstörung immer infolge des Rückpralls von Wassermassen und dadurch entstehende Luftpressung in der Leitung erfolgt, so würde man den Querschnitt des an die Leitung anschließenden sogenannten inneren Schenkels des Wasserschlusses möglichst klein, dagegen den Querschnitt des äußeren Schenkels möglichst groß machen, um den Unterschied zwischen dem Drücken auf die beiden Wasserflächen zu ermäßigen. Wenn umgekehrt bekannt wäre, daß die Zerstörung eines an einer bestimmten Stelle liegenden Wasserschlusses nur durch Luftverdünnung über dem inneren Schenkel stattfindet, so müßte der Querschnitt des äußeren Schenkels im Vergleich zu dem

des inneren möglichst klein sein. Allein es ist Thatsache, daß derselbe Wasserschluß einmal durch Druck auf den inneren und ein andermal durch Druck auf den äußeren Schenkel zerstört werden kann; letzterer Fall ist jedoch der häufigere. Gegen die erstgenannte Gefahr wird eine gewisse Sicherheit durch den Siphon nach Fig. 263 geschaffen, bei dem der Rohrquerschnitt über dem inneren Schenkel (nach dem Vorschlage von Renk) auf etwa $\frac{3}{4}$ des Rohrquerschnitts über dem äußeren Schenkel ermäßigt wird. Ebenso bei der Konstruktion Fig. 267, bei welcher der Querschnitt des inneren Schenks nur etwa $\frac{3}{4}$ der Größe des Querschnitts vom äußeren Schenkel beträgt. Bei der Konstruktion Fig. 268 erhalten beide Rohre eine erheblich geringere Querschnittsgröße, als die Wasserfläche in dem Behälter, an welches sie anschließen. In dem Glockenwasserschluß nach Fig. 269 darf die Summe der Einlauföffnungen, sowie die Ringfläche des äußeren Schenks, und ebenso die Summe der Oeffnungen, welche der untere Glockenrand enthält, nur bis etwa $\frac{3}{4}$ des Querschnitts des Ablaufrohrs und des inneren Schenks der Wassersäule sein. In dem Wasserschluß nach der (von Renk angegebenen) Konstruktion Fig. 270 soll die Querschnittssumme der beiden Einlaufstutzen, wie auch der Querschnitt des Ablauftrohrs erheblich kleiner als der Gefäßquerschnitt sein.

Es ist bei einem Vergleich der vorgeführten Konstruktionen leicht zu ersehen, daß die Glockenwasserschlüsse einer Ausgestaltung, welche gegen Zerstörung Schutz gewährt, weiter entgegenkommen als die Siphons, und daß unter diesen wieder diejenigen gegen Zerstörungsgefahr sich im Vorzuge befinden, bei welchen der Wasserschluß durch Einschaltung eines Gefäßes in die Leitung (Fig. 248 ff.) hergestellt ist.

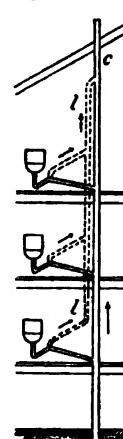
Es gibt noch andere als die vorgeführten Konstruktionen von Sicherheitswasserschlüssen; im allgemeinen wird von den verbesserten Einrichtungen bisher leider nicht häufig Gebrauch gemacht. Man begnügt sich mit gewissen Vervollständigungen in Bezug auf Zuführung von Luft zu den Wasserschlüssen, um dadurch einem entstandenen Unterschied zwischen den Luftperssungen auf den äußeren und inneren Schenkel rasch wieder abzuheften, bezw. demselben vorzubeugen; solche Einrichtungen sind indes nur bei dem Siphonwasserschluß bequem ausführbar. Die einfachste Einrichtung besteht darin, daß man vom Scheitel des Siphons ein kleines Rohr abgehen läßt, welches entweder in das Fallrohr einmündet, oder in ein besonderes, oben offenes Rohr zur Zubringung von Luft, das bis über Dach geführt wird; letztere Einrichtung ist die vollkommenere, erstere von keinem oder nur geringem Nutzen. Die Fig. 271 u. 272 bieten betreffende Beispiele. Werden zwei Wasserschlüsse unmittelbar hintereinander angeordnet, so läßt man das Zuflußrohr zwischen beiden abgehen.

Die bisher beschriebenen Wasserschlüsse sind sogenannte feste, neben welchen es sogenannte bewegliche gibt, die sich von den festen dadurch unterscheiden, daß die Höhe der Wassersäule verändert, bezw. der Wasserschluß vorübergehend auch ganz aufgehoben werden kann. Den Grund zur Einführung beweglicher Wasserschlüsse bildet in der Regel die Notwendigkeit, Ablagerungen, die hinter dem Wasserschluß stattfinden, mit Geräten oder mit der Hand erreichen und entfernen zu können; zuweilen wird ein beweglicher Wasserschluß auch vor dem Eingange einer Leitung angewendet, um dieselbe an dieser Stelle zugänglich

Fig. 271 *).



Fig. 272 *).



*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

zu machen. Es handelt sich daher bei den beweglichen Wasserschlüssen um Konstruktionen, die in Besonderheiten der örtlichen Verhältnisse begründet sind, daher auch sehr mannigfaltig ausgestaltet werden können. Am einfachsten ist die Beweglichkeit durch Anwendung einer sogenannten Tauchplatte herzustellen, welche der Höhe nach verschiebbar oder in Scharnieren drehbar ist. Durch Anheben der Platte wird die Höhe der Wassersäule vermindert, durch Senken vergrößert. Die Aufgabe der Tauchplatte kann oft auch durch ein verschiebbares gerades Rohrstück oder durch ein Knierohr erfüllt werden. Beispiele zu beweglichen Wasserschlüssen folgen weiterhin.

§ 347. Bei allen bisher dargestellten Wasserschlußkonstruktionen ist Herstellung in Metall oder Thon gedacht. Die Siphons in Hausleitungen werden meist in Blei ausgeführt und mit einer Lötnaht, neuerdings aber auch ohne Lötnaht. Die Bleisiphons, auch „Traps“ genannt, werden durch Stoß oder Druck leicht beschädigt, sind auch insofern mangelhaft, als die Dichtung an beiden Enden wohl regelmäßig mit Mennigekitt hergestellt wird, diese Dichtung aber in der Regel mangelhaft ausfällt, und wenn auch gut hergestellt, später durch Stoß oder Druck schadhaft wird. Bleisiphons sollten daher an Stellen, an welchen Verkehr stattfindet, immer ummantelt oder mit einer Bretterverkleidung umgeben liegen. Wasserschlüsse aus harten Metallen hergestellt, sind besser als Bleisiphons. Ungeschütztes Eisen rostet jedoch stark; bei besseren Ausstattungen werden Siphons aus Messing benutzt. Zu Leitungen von großem Kaliber verwendet man Siphons aus gebranntem Thon oder auch aus Cement. Gröbere Ausführungen von Wasserschlüssen können auch in Mauerwerk oder in Mauerwerk unter Mitbenutzung von eisernen oder hölzernen Tauchplatten hergestellt werden.

§ 348. Es gibt Fälle, in welchen die Verwendung von Wasserschlüssen wegen der Gelegenheit, die sie zu Ablagerungen bieten, unzweckmäßig oder unerwünscht ist, in welchen man jedoch auf einen gewissen Schutz gegen das Austreten übler Gerüche nicht verzichten will; ein solcher Fall liegt z. B. in Schlachthallen vor. Man hält es vielfach für zweckmäßig,

in solchen, anstatt Sinkkästen mit Wasserschlüssen, solche ohne Wasserschlüsse anzuwenden, die den einlaufenden Flüssigkeiten den Weg völlig frei lassen; auch bei städtischen Kanalisationen, für welche reichliche, direkt in die Kanäle einzulassende Spül-

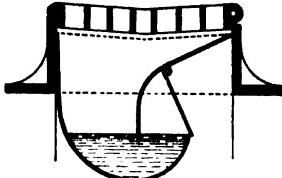
wassermengen zu Gebote stehen, wird zuweilen auf Sinkkästen mit Wasserschlüssen verzichtet, ebenso bei Kanälen, die ausschließlich Regenwasser führen. In solchen Fällen kann man leichte drehbare Klappen anwenden, welche vor dem Wasserstrom ausweichen, dagegen vor der entgegengesetzten Luftströmung schließen; die Fig. 273 bietet ein betreffendes Beispiel. Bei der Schwere der Klappe und bei der Bedeckung der gangbaren Teile mit Schmutz oder Rost ist auf die Sicherheit der Wirkung solcher Klappen jedoch wenig zu rechnen; ob man sie anbringt oder wegläßt, wird keinen wesentlichen Unterschied ausmachen.

Die Fig. 274 zeigt eine Ergänzung des vorhandenen Wasserschlusses durch eine Luftklappe, auf deren Wirkung das oben Gesagte Anwendung findet. Daselbe gilt von dem zuweilen angewendeten Mittel, an Stellen, an welchen der Austritt von Kanalluft nicht verhindert werden kann oder soll, in den Weg derselben einen Stoff mit der Absicht zu bringen, sie geruchlos zu machen; gewöhnlich wird

Fig. 273.



Fig. 274.



ein kleines Filter aus Holzkohle eingebaut. Zwar ist die Fähigkeit frischer Holzkohle, Gerüche zu absorbieren, groß; doch hält die Wirksamkeit nur kurze Zeit an. Wenn also nicht eine häufige Regenerierung der Kohle (durch Glühen) ausgeführt wird, kann das Kohlefilter seinen Zweck nur sehr mangelhaft erfüllen.

§ 349. Die Umkehrung des Zweckes, den die Wasserschlüsse erfüllen sollen, liegt vor, wenn es sich darum handelt, in eine Leitung, welche durch einen Wasserschluß von einer Zuleitung gesondert ist, Frischluft von außen einzuführen. Diese Aufgabe läßt sich mittelst einer Tauchplatte lösen, welche im oberen Teil eine Öffnung hat, und Fig. 244: Sielverschluß von Behn in Hamburg, giebt ein Beispiel, in welchem die Aufgabe in etwas anderer Weise gelöst ist. Weiterhin werden unter „Sinkkästen“ noch ein paar andere betreffende Beispiele mitgeteilt. Allerdings gewährt die Verbindung mit dem Freien auch der Kanalluft die Möglichkeit des Austritts, so daß der Nutzen solcher Einrichtungen durchaus davon abhängt, ob ständig (oder mit geringen Unterbrechungen) eine nach einwärts gehende Luftströmung stattfindet; nach §§ 76 ff. kann aber hierauf nicht gerechnet werden.

XXIII. Abschnitt.

Einlässe für Dach-, Hof- und Straßenwasser (Sinkkästen, Hof- und Straßeneinlässe).

§ 350. Derselbe Zweck, der den Ausgufbecken und Einlässen auf der Kellersohle u. s. w. innerhalb der Gebäude zufällt, wird von den Einlässen für Dach-, Hof- und Straßenwasser im Freien erfüllt, im wesentlichen auch mit denselben Einrichtungen. Dementsprechend werden in den Einlässen für Straßen- u. s. w.-Wasser in der Regel Vorrichtungen zum Zurückhalten von Sinkstoffen und meist auch Wasserschlüsse angetroffen; allerdings gibt es Einlässe, bei welchen sowohl der Schlammfang als der Wasserschluß, oder einer von beiden fehlt.

Die Lage der Einlässe im Freien bedingt gewisse grundsätzliche Anforderungen an die Konstruktion, als welche etwa folgende anzuführen sind: Schlamsack und Wasserschluß eines Sinkkastens müssen tief genug liegen, um vor dem Einfrieren und vor größeren Wärmeschwankungen (auch vor dem leichten Verdunsten des Wassers) gesichert zu sein. Desgleichen dürfen die direkten Sonnenstrahlen nicht bis zur Tiefe des Schlammsacks eindringen können. Der Schlamsack darf nur mäßige Größe erhalten, damit öftere Räumung erzwungen wird, und die Räumung, bezw. eine sorgfältigere Reinigung muß ohne Schwierigkeiten ausführbar sein. Die Einlässe müssen in den Wandungen derart dicht sein, daß sie von ihrem Inhalt nichts in das umgebende Erdreich übertreten lassen.

Es ist ersichtlich, daß die Ansprüche, welche an Einlässe, die in Kellern oder in geschlossenen Höfen liegen, geringere sind, als die Ansprüche, welche an Einlässe gestellt werden müssen, die in Straßen und auf freien Plätzen eingebaut werden. Bei letzteren tritt als wichtige Anforderung den übrigen genannten die hinzu, daß der Sinkkasten den Beanspruchungen, die er beim Uebergange von Fuhrwerken durch Druck oder Stoß erleidet, standhalten muß. Die Einlässe in Höfen u. s. w. können dadurch für die Reinhaltung bequemer eingerichtet werden, daß sie weniger tiefe Lage der Schlammsäcke und der Wasserschlüsse als die Straßeneinlässe erhalten.

§ 351. Sinkkästen bilden besonders wichtige Bestandteile einer Kanalisationsanlage, und dies, in Verbindung mit dem Umstände, daß die Anforderungen, welche erfüllt sein sollen, sich teilweise widersprechen, erklärt die große Mannigfaltigkeit der Konstruktionen, welche bisher aufgetaucht sind, und zu welchen noch immerwährend neue hinzutreten. Es ist aber sicher, daß die neueren Konstruktionen große Verbesserungen gegenüber den älteren zeigen.

Die Rücksicht auf erleichterte und geordnete Betriebsführung macht es notwendig, sämtliche Straßensinkkästen einer einheitlichen Entwässerungsanlage möglichst nach einheitlichem Typus herzustellen.

Die Frage nach der Zahl der Sinkkästen, welche für eine Straßenstrecke von gegebener Breite notwendig sind, ist weniger aus der durch einen Sinkkasten in einer gegebenen Zeit abzuführenden Wassermenge als aus der Form des Straßennetzes, der Straßenbreite und dem Straßengefälle zu beantworten. Man kann aus der als bekannt anzusehenden sekundlichen Abflussmenge und der — anzunehmenden — geringsten Weite des vom Sinkkasten zum Straßenkanal führenden Abflussrohres leicht diejenige Straßenfläche berechnen, für welche ein Sinkkasten genügen würde. Es zeigt sich dann immer, daß dieselbe viel größer ausfällt, als die aus anderen Gründen einzuhaltende Flächengröße. Einesteils darf man bei dem Abflussrohr zum Schutz gegen Verstopfungen und um, wenn Verstopfungen stattgefunden haben, dieselben leicht beseitigen zu können, eine gewisse Weite nicht unterschreiten — jedenfalls nicht 10 cm, während etwa 12 cm Weite vorzuziehen sind — und anderenteils ist zu verhindern, daß die abfließenden Wasser sich in den Straßenrinnen in so großen Mengen ansammeln, daß sie förmliche Bäche bilden, zumal diese Zerstörungen an den Rinnen anrichten können. Mit dieser Gefahr ist namentlich bei Straßen mit starken Steigungen zu rechnen, in welchen daher die Sinkkästen in kurzen Abständen aufeinander folgen müssen. Uebergroße Wasserabführung durch einen Sinkkasten bringt auch den Nachteil mit sich, daß damit vielleicht übergroße Luftmengen in den Straßenkanal gelangen können, die Ursache zur Ansammlung von Prefluft an geeigneten Stellen werden.

Ebenfalls müssen bei Straßen ohne oder mit schwachen Gefällen die Sinkkästen in kurzen Abständen angelegt werden, damit bei den Ungenauigkeiten im Längenprofil der Straßenrinnen nicht Einsickerungen in den Grund stattfinden oder lachenartige Ansammlungen entstehen, sondern von der gefallenen Regenmenge ein möglichst hoher Anteil zum Abfluß gelangt. Auch die wichtige Forderung, daß abfließendes Schneewasser auf kürzestem Wege von der Straßenfläche verschwindet, nötigt dazu, bei den Sinkkästen kurze Entfernungen einzuhalten. Andererseits kommt für eine gewisse Beschränkung der Zahl der Sinkkästen in Betracht, daß sie in Anlage und Betrieb kostspielig, und daß die Sinkkästen auch Einrichtungen sind, von welchen leicht üble Gertiche und Beschmutzungen der umliegenden Straßenfläche beim Ausräumen ausgehen.

Aus diesen Thatsachen und Erwägungen ist zu folgern, daß man bei mittleren Straßengefällen mit der Zahl der Sinkkästen nicht über das Notwendige hinausgehen, dagegen in Straßen mit schwachem sowohl als starkem Gefälle in der Zahl der Sinkkästen nicht sparen soll. Unter mittleren Gefäßverhältnissen der Straße mag man einen Sinkkasten auf etwa 200—400 qm Straßenfläche rechnen, entsprechend einer Straßenlänge von etwa 50—70 m. In 50—70 m Länge muß aber ein Sinkkasten auf beiden Seiten der Straße vorkommen, wenn nicht etwa die Straßenpflasterung mit einer Mittelrinne hergestellt ist. Je geringer also die Straßenbreite, um so geringer ist die Ausnutzbarkeit der Leistungsfähigkeit der Sinkkästen.

In Gebieten, die der Ueberschwemmungsgefahr durch Rückstau ausgesetzt sind, wird man die Zahl der Sinkkästen aufs äußerste beschränken, um die Gelegenheiten, daß Wasseraustritt durch dieselben stattfindet, in engeten Grenzen zu halten.

Stellen, an welchen unter allen Umständen Sinkkästen angeordnet werden müssen, sind die Straßenecken, auch wenn sich das Straßengefälle um die Ecke hin fortsetzt, und obwohl die Abdeckung der Sinkkästen an diesen Stellen durch

Führwerke leicht beschädigt wird. Um diesen Uebelstand zu vermeiden, kann es sich empfehlen, an den Ecken je zwei Sinkkästen etwas zurückgezogen anzulegen; das bringt auch den Vorteil mit sich, daß grobe Verunreinigungen, welche bei heftigen Regenfällen mit dem Straßenwasser herzugeführt werden, sich nicht auf der Abdeckung ablagern und den Sinkkästen außer Wirksamkeit setzen. Von den Straßen-ecken als Festpunkten ausgehend, wird die Einteilung der zwischenliegenden Strecken in angemessener Weise sich von selbst ergeben; selbstverständlich hat sie sich etwaigen Wechseln in dem Gefalle eines Straßenzuges anzupassen.

In starken Gefällen bringt das zufließende Wasser im Anfang grössere Mengen grober Schwimmstoffe und gleichzeitig schwere Sinkstoffe mit, und diese Stoffe werden auf dem Rost des Sinkkastens, besonders da, wo der Wasserstrom eine plötzliche Richtungsänderung zu machen hat, abgelagert, wodurch der Sinkkasten außer Betrieb kommt. Gegen diesen Uebelstand schützt man den Sinkkasten, indem man den Einlauf nicht senkrecht, sondern von der Seite aus stattfinden lässt. Entweder wird dazu eine Einklinkung der Bordschwelle oder eine Unterbrechung derselben ausgeführt, die man mit einer eisernen Platte überdeckt; zweckmässiger ist es, die Ueberdeckung der Lücke durch entsprechende Gestaltung des Sinkkastenhalses herzustellen.

In Straßen mit Baumreihen oder in Promenaden und an Schmuckplätzen liegenden Sinkkästen werden zu Zeiten grosse Mengen von Laub u. s. w. zugeführt, welche in wenigen Augenblicken die ganze Rostfläche bedecken, auch wenn dieselbe — nebst dem Sinkkasten — übermäßig groß ausgeführt wird. Um letzteres zu vermeiden, hat Wattmann den Sinkkasten zweiteilig gestaltet, indem er demselben einen Vorraum hinzufügte, welcher aus einer gußeisernen Röhre von drei- oder viereckigem Querschnitt besteht. Die obere Hälfte der Röhre ist seitlich als zum Aufklappen eingerichteter Rost hergestellt; der eigentliche, dicht abgedeckte Sinkkasten kann sowohl vor Kopf als zur Seite der Röhre liegen, welche beliebig lang oder kurz ist, je nach den Besonderheiten des Falles. Bei ausreichender Länge der Röhre ist Verstopfung des ganzen Rostes ausgeschlossen. Die Konstruktion besitzt auch die Nebenvorteile, daß die in der Straßenfläche liegenden Sinkkästen nur die normale Größe im Grundriss zu erhalten brauchen, daß ein Teil des vom Wasser mitgeführten Laubes in der flach liegenden Röhre zurückgehalten wird, also nicht erst in die Tiefe des Sinkkastens gelangt, endlich daß die Röhrenkammer auch an jedem Sinkkasten nachträglich hinzugefügt werden kann*).

Bei Straßen ohne Längengefälle oder mit sehr geringem Gefälle, in welchen die Zahl der notwendigen Sinkkästen unverhältnismässig groß werden würde, trifft man, wenn auf die rasche Trocknung der Straßenfläche Wert gelegt wird, die Anordnung, daß man dicht neben der Straßenrinne unterirdisch ein Rohr mit Gefälle verlegt, von welchem in kurzen Abständen Abzweige zur Straßenrinne führen, die unter der Bordschwelle frei ausgehen. Man kann alsdann in der Mitte zwischen je zwei Abzweigen in der Rinne Hochpunkte und vor jedem Ausgang einen Tiefpunkt anordnen; beide Gattungen von Punkten sind selbstverständlich so zu legen, daß das Querprofil und das Aussehen der Straße nicht geschädigt werden.

§ 352. Wenn die Kanäle, welchen die Ableitungen der Sinkkästen das aufgenommene Wasser zuführen, sich entweder selbstthätig rein halten, oder durch häufige Spülungen rein gehalten werden, oder wenn die Lüftungseinrichtungen so beschaffen sind, daß das Austreten übler Gerüche aus den Kanälen sicher verhindert erscheint,

*) Näheres in: Centralbl. d. Bauverwaltung, 1900.

so sind Wasserschlüsse in den Sinkkästen überflüssig. Entsprechend wird man Sinkkästen, die Regenwasser an Kanäle abgeben, welche nur Regenwasser führen, ohne Wasserschlüsse herstellen. In der übergroßen Zahl der sonstigen Fälle verzichtet man jedoch nicht auf Wasserschlüsse, obwohl diese bei längerer Dauer von Trockenperioden leicht zu bestehen aufhören, und obwohl das Wasser der Wasserschlüsse selbst bei längrem Stehen übelriechend wird. Es kommt hinzu, daß auch der daran liegende Schlammsack des Sinkkastens aus den in demselben befindlichen Schmutzmengen oder aus Unreinigkeiten der Wand üble Gerüche entstehen läßt, so daß selbst nur eine gewisse Wahrscheinlichkeit, daß der Wasserschluß in einem Sinkkasten seine Aufgabe dauernd erfüllt, nicht vorhanden ist. Deshalb sollte es öfter eine Frage sorgfältiger Ueberlegung sein: ob nicht auf Wasserschlüsse in den Sinkkästen zu verzichten, und der Zweck derselben durch vermehrte Sorgfalt in der Ausgestaltung und dem Betriebe des Kanalnetzes, sowie in guten Spül- und Lüftungseinrichtungen desselben zu erreichen sei? Die Beantwortung dieser Frage ist von besonderer Bedeutung in dem Falle, daß die Straßen eng sind und die Sinkkästen in unmittelbare Nähe der Hauseingänge, Fenster u. s. w. zu liegen kommen, oder auch am Rande von nicht breiten Gehwegen mit starkem Verkehr. Fällt unter derartigen Verhältnissen die Beantwortung zu Gunsten der Anlage von Wasserschlüssen aus, so mag es sich empfehlen, dieselben von den Sinkkästen abzusondern und unter die Mitte der Straße zu verlegen, wo sie eventuell weniger Anlaß zu Belästigungen durch Gerüche geben. Ein bezeugliches Beispiel wird weiterhin als Fig. 293 mitgeteilt. Auch in Schlachthäusern ist es zweckmäßig, die Wasserschlüsse und, wenn ein Schlammsack vorhanden ist, auch diesen nach außerhalb des Gebäudes zu verlegen, im Gebäude dagegen nur den Einlauf zu behalten. Zu solchen Trennungen möchte öfter Anlaß vorhanden sein; doch werden sie bisher nur selten angetroffen.

Da die in den Schlammsäcken festgehaltenen Massen in Fäulnis geraten, sollen erstere, um eine öftere Räumung zu erzwingen, auf geringe Größe beschränkt werden. Eine Ausnahme machen hierbei die Schlammsäcke solcher Sinkkästen, die in steilen Neigungen oder am Fuß steiler Neigungen angeordnet sind, wenn dieselben nur den Zweck haben, Sand und gröbere Geschiebe festzuhalten. Die Schlammsäcke sollen ferner leicht erreichbar sein, um jeden Teil der Wandfläche abspülen zu können; dieser Forderung steht die Notwendigkeit entgegen, den Eingang des Sinkkastens möglichst eng zu halten, damit nicht direkte Sonnenstrahlen Eingang finden. Unter Berücksichtigung beider Gesichtspunkte stellen sich die rein cylinderförmigen, oder nach unten etwas verengenden Sinkkästen von geringem Durchmesser als die vollkommensten dar, namentlich wenn dieselben nur wenig Tiefe haben. Bei größerer Tiefe ist aber die Räumung und Reinhaltung solch enger Sinkkästen erschwert, und man ist gezwungen, dadurch Erleichterungen zu schaffen, daß man den Schlammsack beweglich macht, indem man auf den Boden desselben einen Eimer oder Kübel stellt, der als Schlammsack dient. Die älteren Sinkkästen mit beweglichem Schlammsack leiden an dem Mangel, daß der hinabfallende Schmutz zum Teil seinen Weg in die Tiefe neben dem eingestellten Kübel, oder über den Rand desselben nimmt, ungeachtet in dem oberen Einlauf des Sinkkastens ein sogenannter Leittrichter angebracht wird. Bei neueren Konstruktionen ist dieser Mangel durch Anbringung einer Manschette am oberen Rande des Kübels, die einen dichten Abschluß des Spaltes zwischen Kübel und Sinkkastenwand herbringt, beseitigt.

Wo die Mitführung von Schlamm in den Kanälen geschehen kann und gesichert ist, sei es, daß die Kanäle sich selbsttätig rein halten, sei es, daß die Reinhaltung durch häufig wiederholte Spülungen der Kanäle und der Anschlußleitungen der

Sinkkasten erzielt wird, ist es am besten, sowohl auf Schlammsäcke als auf Wasserschlüsse zu verzichten; in solchen Fällen reduzieren sich die Einlässe auf das mit einem Rost abgedeckte Endstück der Anschlussleitung.

Vereinzelt sind Sinkkastenkonstruktionen mit besonderen Spülleinrichtungen für den Schlammsack aufgetaucht; man führt dazu von dem Druckrohr der Wasserleitung eine sperrbare Abzweigung in den Schlammsack. Das Mittel, obwohl für die Reinhaltung des Sinkkastens sehr wirksam, ist nicht zu empfehlen, weil in dem Druckrohr der Wasserleitung sich besondere Druckzustände einstellen können, bei welchen Rücktritt von Schmutzteilen in die Druckleitung möglich ist, und derselbe Vorgang auch bei Beschädigungen an der Abzweigung oder deren Sperrvorrichtung, oder der Handhabung der letzteren eintreten kann.

§ 353. Der Bau von Sinkkästen kann sowohl in Mauerwerk, als in Beton, als in gebranntem Thon, als endlich in Eisen ausgeführt werden; zu den Abdeckungen derselben ist fast nur Eisen verwendbar.

Gemauerte Sinkkästen sind, besonders wenn sie einige Tiefe haben, kostspielig, weil, um die Herstellung möglich zu machen, entweder die Baugrube eine unverhältnismäßige Größe, oder der Sinkkasten selbst eine Weite erhalten muß, die über die von ihm verlangten Leistungen hinausgeht. Außerdem fällt Mauerwerk in so kleinen Körpern und in Wandungen von so geringer Dicke, als bei Sinkkästen angewendet werden, leicht fehlerhaft aus, so daß dem Austreten von Schmutz in das umgebende Erdreich Vorschub geleistet wird. Ist dann das angewendete Steinmaterial nicht von bester Beschaffenheit, so können die austretenden Schmutzmengen, weil der Schlammsack dauernd Wasserfüllung enthält, sehr beträchtlich werden. Verfasser hält es aus diesen Gründen im allgemeinen für nicht rationell, gemauerte Sinkkästen anzuwenden, und meint, daß ihre Anwendung auf Ausnahmefälle beschränkt bleiben sollte.

Aehnliches gilt für Sinkkästen aus Beton in dem Falle, daß der Sinkkasten an Ort und Stelle aufgestampft wird; man darf aber von solchen Sinkkästen immerhin mehr Wanddichtigkeit als von gemauerten Sinkkästen erwarten.

Vorzuziehen sind sowohl den gemauerten als den in Beton an Ort und Stelle gestampften Sinkkästen solche im fabrikmäßigen Betriebe erzeugte, aus Teilen zusammengesetzte Sinkkästen. Dieselben sind sowohl mit Bezug auf die Beschaffung als das Einbauen erheblich billiger als gemauerte Sinkkästen; der Einbau läßt sich sehr rasch und daher ohne längere Verkehrsstörungen bewirken, und endlich sind solche Betonsinkkästen, wenn bei der Beschaffung nur die gewöhnliche Sorgfalt in Bezug auf Güte und Alter der Stücke angewendet wird, auch wasserdicht. Es ist aber Wert auf eine gewisse, nicht zu geringe Wandstärke zu legen, die von den Fabrikanten zuweilen ungebührlich herabgedrückt wird, da zu dünnwandige Sinkkästen den Stößen und den Erschütterungen, die der Wagenverkehr auf schlechtem Pflaster hervorruft, nicht gewachsen sind. Dies gilt auch mit Bezug auf Betonsinkkästen mit Eiseneinlagen in der Wand. Da vermöge der geringen Zugfestigkeit von Beton aus der Betonwand hervortretende Teile leicht gefährdet sind, dürfen die Stutzen (Abzweige) für den Anschluß des Ableitungsrohrs nur sehr geringe Länge haben und müssen eine Form (breite Ansatzfläche) erhalten, daß wenigstens ein gewisser Schutz verbürgt ist. Im übrigen ist an dieser Stelle noch auf den Inhalt von §§ 243 ff. zu verweisen.

Infolge stattgefunderner Vervollkommenungen der Thonwarenfabrikation sind neuerdings von einigen Fabriken auch Sinkkastenkonstruktionen aus glasiertem Thon an den Markt gebracht worden. Verfasser ist nicht darüber im Zweifel, daß diesen Sinkkästen sozusagen die Zukunft gehört, da sie alle guten Eigenschaften,

die von einem Sinkkasten beansprucht werden, in sich vereinigen, ohne daß Mängel hinzutreten, und ohne daß sie übermäßig kostspielig sind; allerdings ist vorläufig der Preis noch höher als derjenige der Sinkkasten aus Beton; doch dürfen wohl Preisermäßigungen erwartet werden.

Gemeinsam ist den Betonsinkkästen und den Sinkkästen aus gebranntem Thon die Dünnewandigkeit. Die oberen Endigungen bedürfen daher des besonderen Schutzes gegen Beschädigungen durch Lasten, welche — wie die Räder beladener Fuhrwerke — über die Abdeckung des Sinkkastens fortgehen. Die Abdeckungen dürfen daher nicht auf die oberen Endigungen, die nur eine Ringfläche geringer Breite bilden, gesetzt, sondern müssen auf einem darum gelegten schmalen Ring aus Mauerwerk gelagert werden, in den die obere Endigung des Sinkkastens frei hineinragt. Diese Forderung gilt für Sinkkästen aus gebranntem Thon unbedingt, während von derselben bei Sinkkästen aus Beton, bei der größeren Wandstärke derselben, stellenweise abgesehen werden kann. Bei Betonsinkkästen, die an Straßenecken, oder in Straßen geringer Breite, oder an Stellen liegen, über die der Fuhrverkehr bei jeder Gelegenheit fortgeht, sollte die Auflagerung der Abdeckung auf die obere Endigung des Sinkkastens jedenfalls unterbleiben.

Eiserne Sinkkästen sind im allgemeinen kostspielig, werden daher auch nicht häufig angetroffen. Die Rücksicht auf den Kostenpunkt und das Gewicht zwingen zu Beschränkungen der Tiefe des Kastens, die ungünstig auf das Verhalten der in dem Schlamsack des Sinkkastens angesammelten Sinkstoffe wirkt. Wenn starkes Rosten der Sinkkastenwand hinzutritt, gehen von eisernen Sinkkästen, die der Sonnenbestrahlung ausgesetzt sind, oft starke Geruchsbelästigungen aus. Eine gewisse Rolle spielt bei denselben auch die starke Abkühlung des Eisens, wodurch in kalter Jahreszeit das Einfrieren begünstigt wird. Eiserne Sinkkästen sollten deshalb nur da angewendet werden, wo eine häufige, mit besonderer Sorgfalt durchgeführte Reinigung gesichert ist, oder wo der Sinkkasten ohne Schlamsack ist. Vorteile besitzen eiserne Sinkkästen in der Undurchlässigkeit der Wand und bei dem geringen Raum, den sie einnehmen, in der Leichtigkeit des Einbauens.

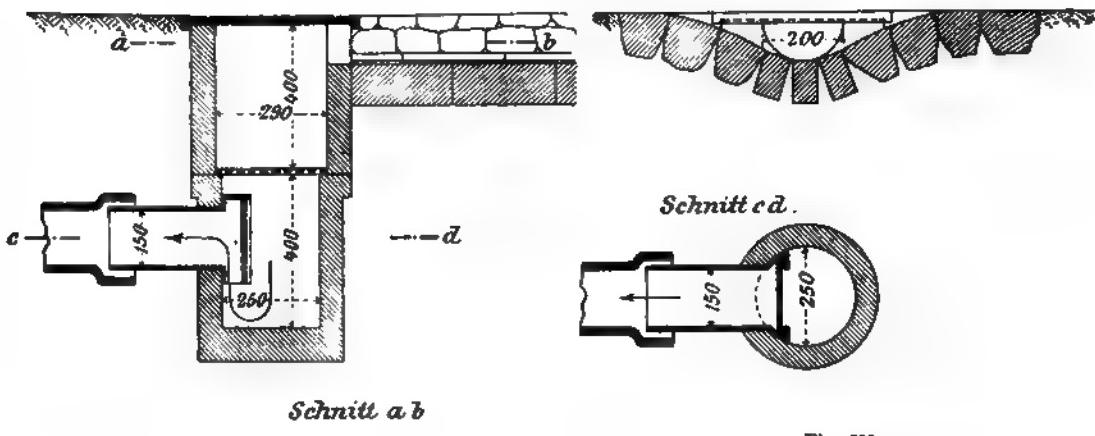
Sinkkastenkonstruktionen mit bewegbaren Teilen im Innern haben im allgemeinen das gegen sich, daß durch Verschmutzung der Dichtungsflächen, Einrosten der Gelenke u. s. w. die Beweglichkeit leicht aufhört. Es sollte deshalb von solchen Konstruktionen möglichst abgesehen werden. Wenn bewegliche Teile nicht zu vermeiden sind, müssen sie von möglichster Einfachheit sein und bequem erreichbar liegen. Feinere mechanische Durchbildungen im Sinkkasten, wie z. B. ausbalanzierte Klappen, welche Sinkstoffe im oberen Teile des Sinkkastens vorläufig festhalten, um sie erst, nachdem eine gewisse Anhäufung stattgefunden hat, selbstthätig in den tiefer liegenden festen Schlamsack gelangen zu lassen, sind zu verwerfen, weil sie infolge der Unkontrollierbarkeit der Ansprüche, welchen zu genügen ist, bald den Dienst versagen.

Ein Gesichtspunkt, der bei allen Sinkkasteneinrichtungen, die mit Wasserschlüssen ausgestattet sind, von großer Wichtigkeit ist, besteht darin, daß der Wasserverschluß von solcher Form ist und so liegt, daß derselbe wenigstens mit der Hand erreichbar ist, um Verstopfungen, mit welchen bei gewissen Formen immer gerechnet werden muß, abhelfen zu können, ohne die Notwendigkeit, den Sinkkasten mehr oder weniger zu „demontieren“. Besser noch ist es, den Wasserschluß so zu gestalten und zu legen, daß Ablagerungen in demselben unmöglich sind.

§ 354. Die einfachste Abdeckung des Sinkkastens: ein Rost aus Schmiedeisenstäben, der in einem Rahmen (Zarge) drehbar befestigt ist, muß entweder

schwer genug sein, daß sie nicht leicht durch Mutwillen geöffnet werden kann, oder einen Verschluß durch Vorreiber, Nase u. s. w. erhalten, der nur mit bestimmten Geräten zu öffnen ist. Die Spaltweite des Rostes muß groß genug sein, damit

Fig. 275—278.



Schnitt a b

Fig. 283.

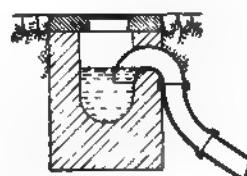


Fig. 279 u. 280.

Fig. 281 u. 282.

Fig. 284.

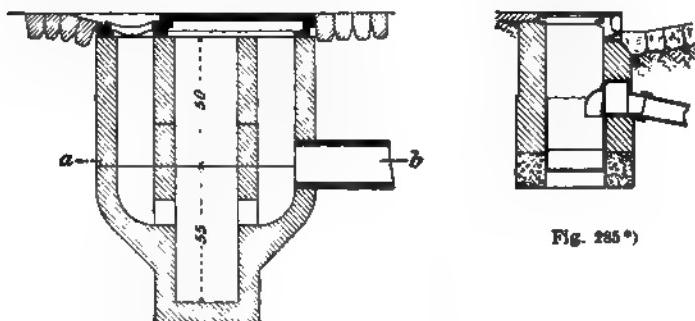
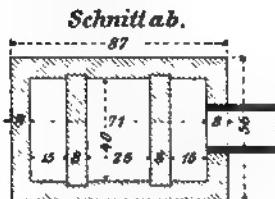


Fig. 285 *)



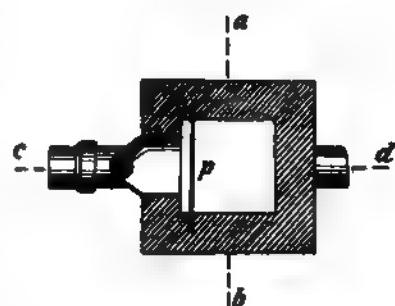
selbst gröbere Schwimm- und Schwebestoffe noch leicht durchpassieren und auch die Stollen des Hufbeschlags der Pferde nicht eingeklemmt werden können. Andererseits soll die Spaltweite auch nicht so groß sein, um die mißbräuchliche Einführung

*) Nach: Baumeister, a. a. O.

von größeren Gegenständen zu gestatten. Die richtige Spaltweite dürfte 2,5—3 cm sein. Die Spaltweite muß sich nach unten hin vergrößern. Wo die Verunreinigungen in einem auf dem Boden des Sinkkastens stehenden — in einzelnen Fällen zweckmäßig vielleicht auch einzuhängenden — Kübel aufgefangen werden sollen, ist an der Sinkkastenabdeckung ein Trichter aufzuhängen, der aber auch mit dem Rost ein Ganzes bilden kann. Wenn der Einlauf seitlich erfolgt, kann man die eiserne Abdeckung dadurch entbehrlich machen, daß der Zutritt für das Wasser durch Ausklinkung oder Aussparung einer Öffnung in der Bordschwelle erfolgt; allerdings setzt dies eine Höhe und Stärke der Bordschwelle voraus, die nicht immer vorhanden ist. Entweder muß die Öffnung mit einem senkrechten Gitter verschlossen oder ein Rost in einiger Tiefe unter dem Einlauf angeordnet werden, der am besten beweglich eingerichtet wird. Vollkommen ist die Konstruktion, wenn man die Abdeckung so gestaltet, daß sie gleichzeitig das betreffende Stück der Bordschwelle vertritt. Die obere begehbar Fläche kann dann entweder geriffelt werden oder einen Asphaltbelag erhalten; sie kann zum Abheben oder drehbar eingerichtet sein. Es steht nichts im Wege, die Abdeckung auch so zu gestalten, daß beides: Einlauf von oben und gleichzeitig von der Seite stattfindet; diese Ausführungsweise mag in engen Straßen und auch da, wo die Sinkkästen mit weitem Abstand liegen, so daß die aufzunehmenden Wassermengen groß sind, zweckmäßig sein. Bei seitlichem Einlauf kann man den Sinkkasten mit dichter Abdeckung versehen, um dadurch vielleicht einiges, jedenfalls aber nicht viel, gegen den Austritt übler Gerüche zu erreichen, es sei denn, daß besondere Einrichtungen zur Zuführung von Frischluft in den Sinkkasten getroffen sind.

Fig. 286—288*).

-f



§ 355. Nach dem Vorstehenden gestalten sich die Sinkkastenkonstruktionen sehr mannigfaltig. Will man nach Typen sondern, so kann man unter Beiseitelassung des Materials etwa unterscheiden:

- Sinkkasten ohne Wasserschluß und ohne Schlamsack,
- " " aber mit
- " mit " aber ohne "
- " " festem Wasserschluß,
- " " beweglichem Wasserschluß,
- " " abgesondertem "
- " " Schlamsack,
- " " Spüleinrichtung des Schlamsacks.

Die in den Fig. 275—284 mitgeteilten Konstruktionen bieten für fast alle Typen Beispiele. Fig. 275—282, welche 8 Formen von Sinkkästen mit seitlichem, bzw. senkrecht Einlauf und dichter Abdeckung darstellen, sind von der Kanalisation Potsdams entnommen; die Ausführung ist

mit Werkstücken aus Beton bewirkt. Bemerkenswert ist in zwei von diesen Konstruktionen die abgetrennte Lage des Schlammsacks und die Sorgfalt, mit welcher gegen den Austritt übler Gerüche vorgekehrt ist. Fig. 283 stellt (wie Fig. 275—278) einen Hofsinkkasten dar, an welchem beachtenswert ist, daß der Wasserschluß innerhalb des Kastens zugänglich liegt und eine Form hat, bei der Verstopfungen außer dadurch, daß der Schlamm sich höher als der Eingang des Abflußrohrs ansammelt, ausgeschlossen sind. Fig. 284, englische Konstruktion, mit einem eisernen Einsatz und eisernem Wasserschluß. Die Konstruktion des letzteren sichert nicht vor Verstopfungen, welche auch nicht gerade leicht zu beseitigen sind. Der Sinkkasten Fig. 285, von der Kanalisation Münchens entnommen, hat keinen Wasserschluß, aber einen großen Sack für Ansammlung von Schlamm und Geschieben, durch dessen Bodenrundung die Ausräumung erleichtert wird. Fig. 286 bis 288 Sinkkästen der Berliner Kanalisation, der durch die Art und Weise, wie der Wasserschluß bewegt, bzw. ganz aufgehoben werden kann, bemerkenswert ist. Derselbe besteht aus einer in Scharnierbändern aufgehängten Klappe, durch deren Hebung mittelst einer kleinen Kette die ganze Öffnung des Ablaufrohres freigelegt wird. Etwaige Verstopfungen des Wasserschlusses sind sehr leicht zu beseitigen, dagegen Verstopfungen des Abflußrohres nur mit Schwierigkeiten, wahrscheinlich kaum anders als durch Spülung, behufs welcher entweder der

Fig. 290.

Fig. 289.

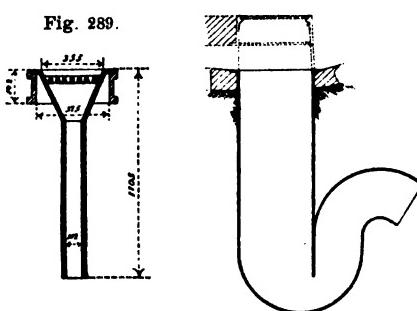


Fig. 291 **).

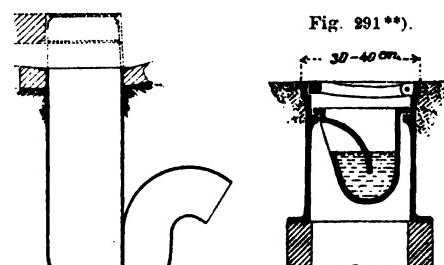


Fig. 292.

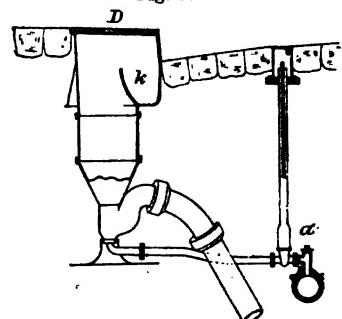
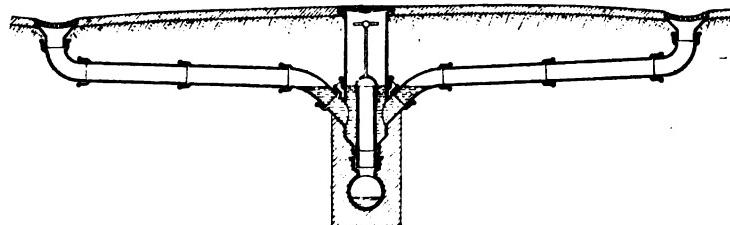


Fig. 293.



Schacht mit Wasser gefüllt oder ein Schlauch eingeführt werden muß. Der Schlammsack hat in diesen Sinkkästen eine ungewöhnliche Größe. Fig. 289 ist ein eiserner Sinkkasten, ohne Wasserschluß und Schlammsack, ein bloßer „Einlaß“. Fig. 290 und 291 eiserne Sinkkästen, mit Wasserschluß und kleinem Schlammsack. Fig. 290, von der Kanalisation Leipzigs entnommen, ist wegen ihrer Einfachheit und wegen der tieferen Lage des Schlammsacks im Vorzuge vor der vielfach angewendeten Sinkkästenform Fig. 291; beide Konstruktionen sind aber leicht der Verstopfungsgefahr ausgesetzt. Fig. 292 stellt den Sinkkasten nach Bindewald und Teinturier dar, der in der hohen Lage des Schlammsacks zweifellos einen Vorzug besitzt; doch läßt sich annehmen, daß bei heftigem Zufuß der Inhalt des Schlammsacks alsbald in die Tiefe geführt wird. Er kann von hier allerdings durch Spülung leicht entfernt werden, wie auch durch die Richtung des Spülenelasses und die Form des Sinkkastens eine wirksame Spülung der ganzen Wandfläche wohl gewährleistet ist; doch ist die unmittelbare Verbindung mit der Wasserleitung, wie schon oben bemerkt wurde, vom gesundheitlichen Standpunkte aus beurteilt, zu verwerfen. Fig. 293 Sinkkasten mit abgetrennter Lage des Wasserschlusses, der zudem beweglich ist, doch nur insoweit, daß er entweder in ganzer Höhe besteht, oder vollständig aufgehoben ist. Doch würde sich eine Einrichtung, bei welcher verschiedene Höhen der Wassersäule vorhanden sind, leicht herstellen und auch ein — jetzt fast fehlender — Schlammsack mit der Einrichtung verbinden lassen. Fig. 294 und 295, eiserner Sinkkasten von der Wiesbadener Kanalisation, mit ein-

geetztem Kübel und beweglichem Wasserschluß, dessen Beweglichkeit, wie vor, nur zur völligen Aufhebung eingerichtet ist. Der Kübel ist mit Löchern in der Wand versehen, durch welche das Wasser austreten kann. Da dasselbe aber auch Schmutzteile mitführt, liegt die Möglichkeit vor, daß der Kübel sich im Schacht sehr fest setzt. Derselbe kann auch erst nach der Besetzung des Wasserschlusses fortgenommen werden. Dieser Sinkkasten ist nach den Figuren ebenso

Fig. 294 **).

Fig. 295 **).

Fig. 296 **).

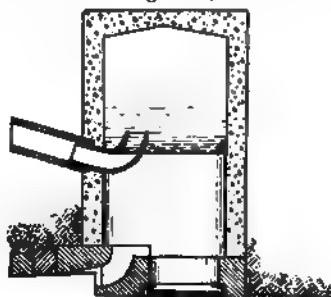


Fig. 297.

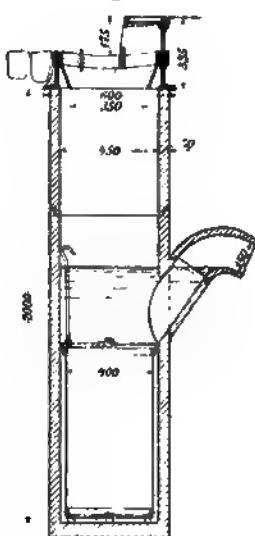


Fig. 298.

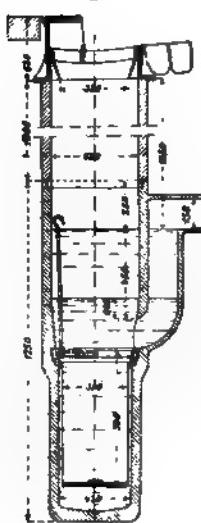


Fig. 299 u. 300

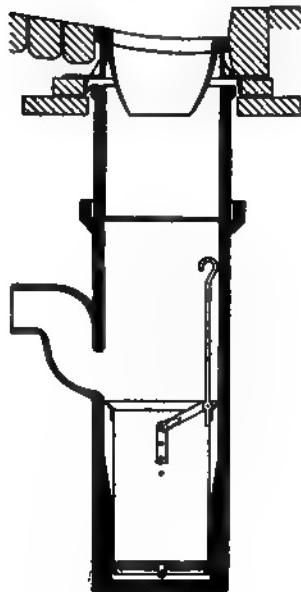


Fig. 301 u. 302.



leicht für seitlichen als senkrechten Einlauf des Wassers einzurichten. Fig. 296 Sinkkasten aus einem Stück im Betonausführung mit zweckmäßig geformtem Wasserschluß, von der Kanalisation Heidelberg. Die Herstellung kann in gleicher Weise entweder in der Baugrube oder fabrikmäßig geschehen; in letzterem Falle ist Zerlegung in mehrere Teile für den Einbau vorteilhafter. Fig. 297 und 298 stellen zwei Sinkkasten-Konstruktionen aus Beton dar; sie würden in etwa

**) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

derselben Weise auch aus gebranntem Thon herzustellen sein. Die Konstruktionen sind verwandt und doch verschieden, und Fig. 298 stellt eine nicht unwesentliche Verbesserung von Fig. 297 dar. In Fig. 297 steht der mit einer Manschette am oberen Rande ausgestattete Kübel auf kleinen Unterlagen fest auf; der Boden kann entweder fest oder mittelst Scharnier u. s. w. drehbar sein, so daß der Kübel nach unten zu entleeren ist. Ebenfalls kann der Boden ein roh ausgeführtes Ventil enthalten, das beim Hinablassen des Kübels sich öffnet, um auf dem Boden des Schachtes stehendes Wasser zum Eintritt in den Eimer zu veranlassen. In dem Maße als der Kübel sich mit Sinkstoffen füllt, wird das Wasser höher steigen, um, bis an den oberen Kübelrand gelangt, durch dasselbst in der Wand angebrachte Öffnungen wieder auszutreten. Die Manschette am oberen Kübelrande soll verhindern, daß Sinkstoffe am Kübel vorbei in den Schacht geraten, verhindert dies aber nur mangelhaft, weil kein dichter Abschluß zwischen Manschette und Schachtwand besteht. Diesem Mangel ist durch die Konstruktion Fig. 298 (von Geiger Karlsruhe) dadurch abgeholfen, daß vermittelst einer kleinen konisch gestalteten Schachterweiterung und einer dem angepaßte Manschettenform der Kübel im Schacht aufgehängt wird und nicht mehr, wie in Fig. 297, aufsteht. Der um ein Scharnier aus Kupfer drehbare Kübelboden wird durch einen Vorreiber — nach einer der beiden in Fig. 301 und 302 angegebenen Formen — festgehalten. In den beiden Formen Fig. 297 und 298 ist mit dem Kübelhenkel durch Scharnier ein Haken verbunden, der sich beim Niederfallen des Henkels senkrecht einstellt, so daß derselbe immer offen liegt und Suchen nach dem Henkel erspart wird. Schließlich ist die Konstruktion nach Fig. 298

Fig. 303.

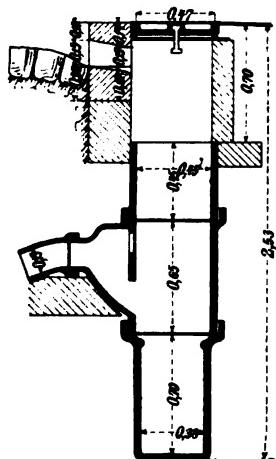
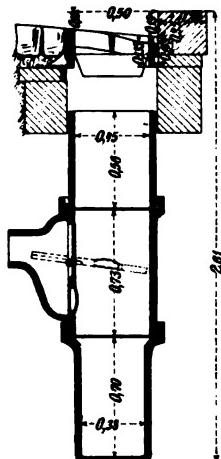


Fig. 304



wegen größerer Sicherheit des Ansatzstuzens gegen Abbrechen im Vorzuge vor der Konstruktion nach Fig. 297.

Die Fig. 299 und 300 stellen den Sinkkasten von Mairich dar (Fabrikation durch die Deutsche Thonröhren- und Chamottefabrik in Münsterberg in Schles.), in welchem der mit der Geigerschen Konstruktion verfolgte Zweck in ähnlicher Weise wie in dieser erreicht wird. Der aus glasiertem Thon hergestellte Sinkkasten ist in der Tiefe mit 4 vortretenden Rippen versehen, welche Führungen des Kübels bilden; dieser hat einen losen Boden, der auf einem eisernen Ringe liegt, welcher zwischen sich und dem Boden des Sinkkastens einen 2,5—3,5 cm tiefen Raum (für Wasseransammlung) frei läßt. Die hohe Lage des Kübelbodens bewirkt, daß beim Hinablassen des Kübels Wasser in denselben eintritt, wodurch der Kübel in Verbindung mit der Wirkung der Führungen rasch die richtige (zentrale) Stellung annimmt. Der obere Kübelrand ist mit einer Manschette aus Gummi versehen, die sich für gewöhnlich dicht an die Wand des Sinkkastens anlegt, beim Anheben des Kübels jedoch an den Stellen über den Angriffspunkten des Bügels durch Wirkung von kurzen Daumen, die auf den Achsen des Bügels stecken, etwas nach innen gedrückt wird, damit das oben im Sinkkasten stehende Wasser Gelegenheit zum Eintritt in den ringförmigen Raum hinter der Kübelwand findet; es soll dadurch ein etwa bestehender Wasserdrukunterschied, der das Ausheben des Kübels erschwert, aufgehoben werden. Der Kübel ist ohne Öffnung in der Wand; es ist daher, wenn die Gummimanschette gut dichtet, ausgeschlossen, daß Schmutzteile in den Zwischenraum gelangen. Mit dem Bügel des Kübels ist, wie beim Geigerschen Sinkkasten, ein sich senkrecht einstellender Haken verbunden. — Die Fig. 303 und 304 stellen zwei in einigen Beziehungen ähnliche Sinkkasten-Konstruktionen ebenfalls aus

gebranntem Thon dar (Ausführungen von Franz Hensmann in Cöln). Gemeinsam ist beiden die breite Fläche des Ansatzstutzens, welche große Sicherheit gegen Abbrechen mit sich bringt. Ferner haben beide die Einrichtung zum Einstellen des Kübels gemeinsam, und ähnlich auch die Art und Weise, wie dagegen vorgekehrt ist, daß hineinfallende Sinkstoffe hinter die Kübelwand geraten. Die Konstruktion nach Fig. 303, welche mit einem Dichtungsring (linke Seite der Figur) oder einem Wulst am Kübelrande (rechte Seite der Figur) ausgeführt werden kann, ist aber vielleicht im Vorzuge vor der Konstruktion nach Fig. 304. Fig. 303 hat einen festen, Fig. 304 (Konstruktion von Unna) einen beweglichen Wasserschluß. Die Beweglichkeit ist durch Einsetzen einer drehbaren, gut schließenden eisernen Klappe gebildet, welche von oben aus bewegt werden kann, ob immer, erscheint jedoch ungewiß. Diese Klappe erfüllt noch den weiteren Zweck, daß sie bei Einführung eines Drahtes in den Stutzen als Führung dient, und so bei Beseitigung etwaiger Rohrverstopfungen Hilfe leistet. Denselben Zweck erfüllt, aber weniger vollkommen, auch die Oeffnung in der Tauchplatte Fig. 308, weil diese (für gewöhnlich geschlossen zu haltende Oeffnung) vor Einführung eines Drahtes erst, und zwar mit einiger Mühe freigelegt werden muß. Bei voller oder nur teilweiser Oeffnung der Klappe ist in Fig. 303, und bei Freilegung der Oeffnung in der Tauchplatte in Fig. 304 der Luftdurchgang durch die Anschlußleitung frei. —

Schwartz hat eine Sinkkastenkonstruktion angegeben, bei welcher eine Art Selbstspülung dadurch eingerichtet ist, daß der Ablauf eine Zunge enthält und nach Füllung des Sinkkastens mit Wasser ein Ueberfall in Wirksamkeit tritt. — Der Sinkkasten von Kretzschmar hat im Boden ein Ventil, das zum stoffweisen Auslaß von Ablagerungen dienen soll; ob das Ventil stets sicher gezogen werden kann, und ob es dichtet, kann sich nur durch Erfahrung herausstellen. Beide genannten Sinkkästen sind beschrieben und abgebildet in Deutsche Bauzeitung 1895, S. 374 ff.

Sowohl die Sinkkästen aus Beton als diejenigen aus glasiertem Thon haben geringe Maße, sind auch spröde und erfordern deshalb große Behutsamkeit beim Einbauen, wenn Beschädigungen vermieden werden sollen; außerdem können sie bei nicht fester Stellung im Grunde durch starke Erschütterungen, Bodenrutschungen und ähnliche Ursachen Beschädigungen erleiden. Es dürfte sich deshalb empfehlen, beide Arten von Sinkkästen auf ein leichtes Fundament aus Beton (mit glatter Mörtellage auf demselben) zu stellen, und denselben auch am Umfange in der Tiefe eine 10—15 cm hohe Ummöhlung aus Beton von einiger Dicke zu geben. Der vermehrte Zeitaufwand, welcher dadurch beim Einbauen der Sinkkästen notwendig wird, und die Kostenvermehrung sind sehr gering, der Nutzen solcher Fundamentierung ist aber groß. Daß im übrigen eine sorgfältige Hinterfüllung der Sinkkästen nicht fehlen darf, ist selbstverständlich.

Wie Sinkkästen für Straßen, so werden neuerdings auch Sinkkästen für Höfe aus Beton und glasiertem Thon hergestellt. Entsprechend der geringeren Gefährdung derselben, durch den Wegfall von darüber gehendem Wagenverkehr, genügt für diese Konstruktionen größere Einfachheit, und ebenfalls bedarf es weniger Sicherungsmittel beim Einbauen. Es steht auch nichts im Wege, die Abdeckungen unmittelbar auf den oberen Rand der Sinkkästen zu legen, sofern die Auflagerfläche nur einige Breite hat.

Was die Abdeckungen der Sinkkästen sowohl für Straßen als Höfe betrifft, so ist nach dem Voraufgeschickten ein weiteres Eingehen auf die Besonderheiten derselben überflüssig. In den Fig. 305—314 sind verschiedene Abdeckungen mitgeteilt, von welchen die Fig. 313 und 314 zwei Formen darstellen, die sich für Sinkkästen aus Beton oder glasiertem Thonrohr eignen, indem durch ihre Anwendung die oberen Endigungen gegen Beschädigungen durch den Druck darüber gehender Fuhrwerke gesichert werden. Ueber eine besondere Rostform der Sinkkästen vergl. im § 348.

§ 356. Einer speziellen Erwähnung bedürfen noch die Einlässe in Straßen und Höfen, welche im Ueberschwemmungsgebiet liegen. Tritt die Ueberschwemmungsgefahr nur selten ein, und kann das dabei auf die Straßen u. s. w. zurücktretende Wasser nur geringe Höhe erreichen, so mag man die Entwässerungsanlage wie

gewöhnlich ausführen, nur mit der Abänderung, daß die Zahl der Einlässe so weit als möglich beschränkt wird, und daß man dieselben an Stellen anordnet, an welchen durch Wasseraustritt nur geringer Schaden angerichtet werden kann. Ist die Gefahr bezw. die davon zu erwartende Schädigung größer, so muß, außer Einrichtungen zur Absperrung des Netzes im ganzen, hinter jedem Einlauf eine Absperrvorrichtung angebracht werden. Dieselbe kann entweder so eingerichtet sein, daß sie für gewöhnlich offen steht, oder, umgekehrt, so, daß sie für gewöhnlich geschlossen ist

Fig. 305 u. 306.

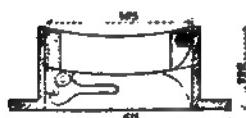


Fig. 307 u. 308.

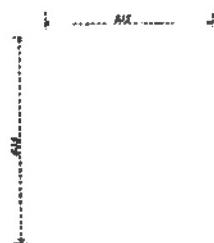


Fig. 309.

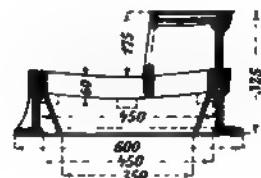


Fig. 310

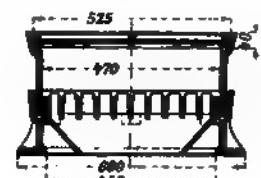


Fig. 311.

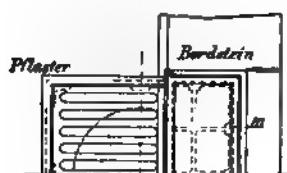


Fig. 312

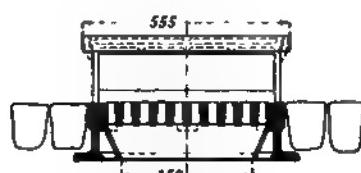


Fig. 313.

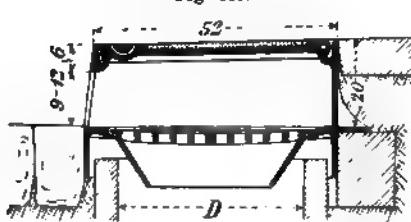
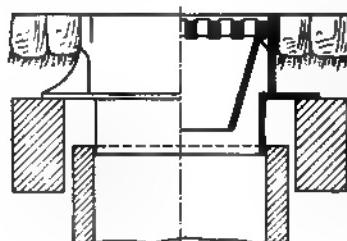


Fig. 314.



und nur zu bestimmten Zeiten, wenn Abfluß stattfinden soll, geöffnet wird. Letztere Anordnung gewährt größere Sicherheit, ist aber unbequem, auch wegen des längeren Verweilens von Schmutzstoffen in der Nähe der Wohnungen zu beanstanden, und endlich ungünstig für die Leitungen, welche dabei unter Druck zu stehen kommen und infolge davon undicht werden können. Im allgemeinen verdient daher die Anordnung, daß die Einlässe für gewöhnlich offen stehen, den Vorzug; nur wird es sich empfehlen, zur Sicherung der rechtzeitigen Bedienung der auf öffentlichem Grunde liegenden Einlässe strenge Anordnungen zu treffen, wogegen es den Eigen-

tümern der auf privatem Eigentum befindlichen Einlässe überlassen bleiben muß, für den Schutz der eigenen Grundstücke selbst zu sorgen.

Handelt es sich, wie in Orten an der Meeresküste oder an Tidegewässern, um regelmäßige Wiederkehr von Hochständen in kurzen Zeitabschnitten, so ist es am zweckmäßigsten, die Aufnahmefähigkeit des Kanalnetzes so weit zu steigern, daß dasselbe die während der Hemmung des Abflusses zugeführten Wassermengen festhalten kann, oder auch am unteren Ende desselben ein für diesen Zweck ausreichend großes Sammelbecken, bezw. ein Pumpwerk anzulegen. (Ein betreffendes Beispiel folgt weiterhin.) Ersteres wird aber bei Anlagen, welche häusliche Schmutzwasser und Regenwasser gemeinsam abführen, nicht immer leicht möglich sein, und deshalb ist für solche Oertlichkeiten, wie überhaupt für alle, in welchen auf eine öftere Wiederkehr von Ueberschwemmungsgefahren gerechnet werden muß, die Sonderung der genannten beiden Wassergattungen in der Regel am zweckmäßigsten. Für das Regenwasser richtet man oberirdische Abwässerung ein, während die Schmutzwasser durch Pumpen, durch Druckluft oder Heberleitungen ohne zeitliche Beschränkungen abgeführt werden können. Bei solcher Einrichtung kommen alle Einlässe auf Straßen und Höfen in Fortfall und damit auch alle Gefahren durch Hochwasser bezw. Rückstau. Natürlich müssen die Abdeckungen der Einstiegeschächte, sofern dieselben von abschließendem Regenwasser erreicht werden können, dicht sein.

§ 357. Unter den Einlässen, welche zur Einleitung von Dach(Regen-)wasser in die Straßenkanäle dienen, zeigen einige Besonderheiten, die aus folgenden Umständen hervorgehen: Vielfach werden die Regenrohre als Lüftungsmittel für die Straßenkanäle benutzt, wenngleich der Erfolg, wie im § 77 nachgewiesen wurde, gering ist. Das im Regenrohr herabstürzende Dachwasser führt durch Ansaugen leicht größere Mengen von Luft mit sich in die Straßenkanäle; dies ist für den Lüftungszweck letzterer im allgemeinen günstig. Da aber die eingeführte Luft unter Pressung zu stehen kommen kann, vermindert sie die Wasserführung der Kanäle gerade in Zeiten, wo diese ihre höchste Leistungsfähigkeit entwickeln müssen, und es entsteht die Gefahr, daß die unter Pressung gelangende Kanalluft in Wege gedrängt wird, die denselben verschlossen bleiben sollen. Es können dadurch Zerstörungen von Wasserschlüssen stattfinden, und selbst schwere Schachtabdeckungen abgehoben werden, wenn dieselben keine ausreichend großen Öffnungen für den Luftauslaß haben. Die Verbindungen der einzelnen „Schüsse“ aus Zinkblech zu Regenrohren sind nicht luftdicht, da sie durch einfaches Zusammenstecken hergestellt werden. Es kann daher Luft von außen in das Rohr eindringen, wie umgekehrt auch von innen nach außen treten; austretende Luft kann durch in der Nähe befindliche Thür- und Fensteröffnungen in das Innere des Hauses gelangen. Es kann infolge von Störungen des Abflusses in der Anschlußleitung des Grundstücks vorkommen, daß sich in den Regenrohren ein höherer Aufstau des Wassers bildet, infolge wovon Austritt des Wassers aus den häuslichen Einlässen in Keller u. s. w., also Kellerüberschwemmungen stattfinden können, oder auch Zerstörungen an den Rohrdichtungen. Wenn die Regenrohre in offener Verbindung mit dem Straßenkanale stehen und die Kanalluft in denselben aufsteigt, schlägt aus denselben in kalter Jahreszeit an der Regenrohrwand Feuchtigkeit nieder, welche bei Frosttemperatur gefriert; hält der Frost längere Zeit an, so kann dadurch nach und nach der ganze Querschnitt des Regenrohrs mit Eis versetzt werden. Hier und da herrscht die Sitte, die Regenrohre zur Ableitung von Küchenwasser zu benutzen; immer, besonders aber wenn die Regenrohre aus Zinkblech bestehen, ist dieselbe zu verwerfen.

Die vorangegebenen Gründe lassen es am zweckmäßigsten erscheinen, Regenwasser und häusliche Abwasser nicht durch eine gemeinsame Grundstücks-

ableitung dem Straßenkanal zuzuführen, sie vielmehr zu sondern. Aus Rücksicht auf Kostenersparnis wird man aber das an der Hinterseite des Wohngebäudes gesammelte Regenwasser in einen Hofsinkkasten einleiten — was durch offene oder verdeckte Rinnen geschehen kann —, also hinsichtlich der Ableitung dieses Wassers von der aufgestellten Regel abweichen, dagegen die an der Vorderseite des Gebäudes herabgeführten Regenrohre unmittelbar an den Straßenkanal anschließen. In einigen Städten ist dies auch polizeilich vorgeschrieben; vielfach wird aber auch so verfahren, daß man die Regenrohre nahe vor dem Anschluß an den Straßenkanal in die Grundstücksableitung einführt.

Am Fuß der Regenrohre wird zweckmäßig eine geregelte Verbindung des Innern mit der Außenluft hergestellt; auch mag man hier — oberirdisch — einen Auslaß anbringen, der in dem Falle in Wirksamkeit tritt, daß Aufstau im Regenrohr stattgefunden hat.

Die von Dachwassern mitgeführten Verunreinigungen sind gering, doch nach der Deckart sehr verschieden. Von gut unterhaltenen Schiefer- oder Pappdächern wird wenig oder nichts mitgeführt, ebenso wenig von Metalldächern; dagegen kommen von alten Ziegeldächern und Dächern aus Sandsteinplatten oft größere Mengen losgerissener Moosplacken, sowie Steinrümmer mit dem abfließenden Wasser herab, von Holz cementdächern erdige Bestandteile und von allen Dächern Staub und Ruß. Für die Regenrohre einiger der genannten Dachgattungen sind daher Vorrichtungen zum Zurückhalten der genannten Stoffe notwendig, für andere entbehrlich. Bei letzteren genügt die Einfügung eines Wasserschlusses etwa nach Fig. 315; doch wird derselbe entweder zugänglich sein, oder das Regenrohr im unteren Teil aus Eisen hergestellt werden müssen, um wider Erwarten eintretende Verstopfungen des Siphons durch Aufstau des Wassers im Rohr beseitigen zu können. Wo mit nur geringfügigen Verunreinigungen des Dachwassers zu rechnen ist, bringt man wohl nahe über Erdgleiche ein Gitter oder Kreuz im Regenrohr und darüber eine schließbare Oeffnung zum gelegentlichen Ausräumen an. Ebenfalls mag ein Gitter oder Sieb auf die obere Endigung des Regenrohrs gelegt, oder an dieser Stelle ein kleiner Auffangbehälter angeordnet werden. Die Anbringung von Vorrichtungen am oberen Ende des Regenrohres hat aber das gegen sich, daß der Zustand derselben schwer kontrollierbar ist, daher die Möglichkeit besteht, daß sie verstopt oder überfüllt werden und dann Ueberflutung der Gesimse oder langsames Eindringen von Wasser in die Gebäudemauern erfolgt. Es ist daher besser, Auffangvorrichtungen in Straßengleiche oder nahe unter oder über derselben anzurichten. Dazu können die in den Fig. 315—327 dargestellten Konstruktionen, neben welchen es noch viele andere gibt, dienen.

Fig. 320—322 und 316 stellen sehr ähnliche Einrichtungen dar: in einer Rohrerweiterung steht ein schräger Rost, der nur größere Stoffe zurückhält. Die Fortnahme derselben ist bei der Konstruktion nach Fig. 316 dadurch wesentlich erleichtert, daß nur der Deckel *d* abgenommen zu werden braucht, weil danach die Stoffe von selbst herausfallen. — Die Konstruktion Fig. 327 ist einfach und billig; diejenigen nach Fig. 317, 325 und 326 sind teuer; doch ist dabei die Ausräumung erleichtert, am meisten wohl bei der Konstruktion nach Geiger, Fig. 317. Fig. 323 und 324 zeigen eine gewisse Ähnlichkeit mit Fig. 320—322; erstere leistet im Zurückhalten jedoch mehr, ist dafür aber teurer, und begünstigt das lange Belassen der abgelagerten Stoffe in dem Behälter.

Die vorgeführten Einrichtungen sind dicht gegen das Freie abgeschlossen. Es würde nichts im Wege stehen, durch eine oder ein paar in den Deckeln angebrachte Oeffnungen, den Austritt von Luft zu ermöglichen. Will man jedoch eine beständige freie Verbindung zwischen dem Straßenkanal und der Atmosphäre an dieser Stelle nicht, soll dieselbe vielmehr auf Notfälle beschränkt werden, d. h. Austritt erst stattfinden, wenn die Luft hinter dem Einlaß eine gewisse Pressung erlangt hat, so ist das in der Weise zu erreichen, daß man den Einlaß durch eine Scheidewand in zwei Hälften teilt, in der Scheidewand eine nach außen öffnende leichte Klappe anordnet,

und die zweite Abteilung mit einem Gitter abdeckt. Der Einlaß ist dann gegen eingehende Luftströme gesperrt, wogegen er für Kanalluft, die unter Pressung steht, den Austritt frei läßt. Es kann aber auf völlig dichten Schluß der Klappe und auf dauernde Wirksamkeit derselben kaum gerechnet werden.

Fig. 315.

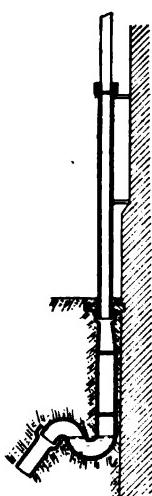


Fig. 316*).



Fig. 317.

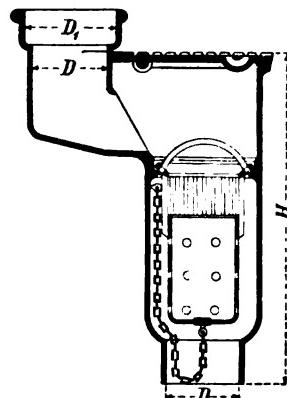


Fig. 318 u. 319.

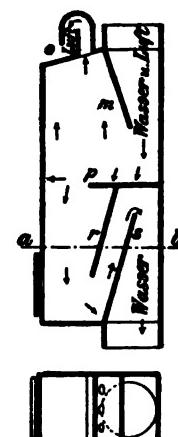


Fig. 320—322.

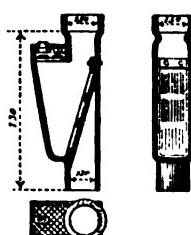


Fig. 323 u. 324.

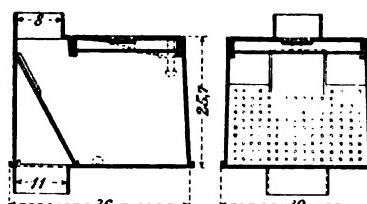


Fig. 325*).

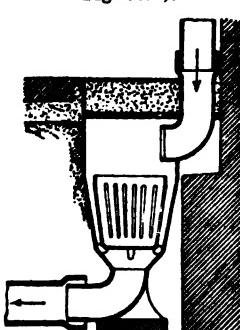


Fig. 326.

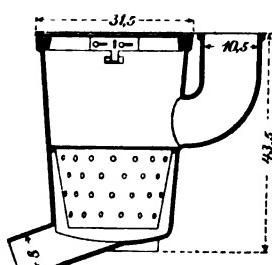
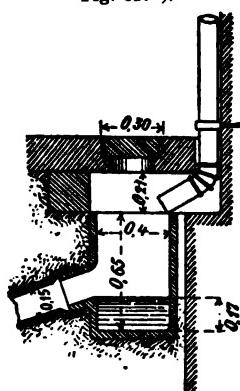


Fig. 327*).



Um Lufteinführung in den Kanal durch Mitreißen im Regenrohr zu verhindern, ist von Habermann die in Fig. 318 und 319 dargestellte — patentierte — Konstruktion angegeben. Das mit Luft gemischte, herabfallende Dachwasser trifft in dem über Straßengleiche angebrachten kastenartigen Behälter, der zugleich den Einlaß bildet, auf eine Platte p und erleidet so einen kurzen Aufenthalt, bei welchem wieder Trennung erfolgt. Die Luft nimmt ihren Weg nach oben

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.
Büsing, Städtereinigung. 2.

ins Freie durch einen kleinen Auslaß, während das Wasser einen Wasserschluß zu passieren hat, um in den Kanal abzufließan.

Größere Balkone und Loggien müssen, besonders wenn sie an der Wetterseite der Gebäude liegen, mit geordneter Abwässerung versehen werden. Man giebt dem Fußboden nach einer Stelle hin Gefälle und nimmt das Wasser hier in ein mit Sieb abgedecktes kleines Rohr auf, das man am besten in Straßengleiche endigen läßt. Anschluß an ein Regenrohr ist nicht zu empfehlen, auch nicht, wenn in dem kleinen Ableitungsrohr ein Wasserschluß angebracht ist. Dieser wird durch Verdunstung leicht aufgehoben, und es hat alsdann, wenn der Regenrohreinlaß nicht mit Wasserschluß ausgestattet ist, die Kanalluft unbehinderten Zutritt zu dem als bevorzugten Platz geltenden Balkon; aber auch auf den Bestand eines Wasserschlusses im Regenrohr ist wenig zu rechnen.

XXIV. Abschnitt.

Auslässe für Kanalwasser in offene Gewässer.

§ 358. Für die richtige Wahl einer Auslaßstelle ist eine ganze Anzahl von Rücksichten bestimmend, und zwar:

- a) ob das Gewässer ein stehendes oder fließendes ist;
- b) die Größe desselben;
- c) die Reinheit des Gewässers und die Ansprüche, welche an die äußere Erscheinung desselben gestellt werden;
- d) die Lage zur Stadt oder bestehender Uferbebauung;
- e) die Geschwindigkeit und
- f) die Tiefe des Gewässers;
- g) die Schwankungen im Stande des Gewässers, namentlich die Tief-, Mittel- und Hochstände;
- h) die Lage des Stromstrichs im Gewässer;
- i) die Ufergestalt desselben;
- k) das Gefälle der Endstrecke des Kanals;
- l) die Richtung der herrschenden Winde.

Stehende Gewässer (Landseen, Festungsgräben und ähnliche große Behälter) können zum Einlauf von Schmutzwässern und selbst solchen, die im chemischen und bakteriologischen Sinne gereinigt worden sind, nur ausnahmsweise in Betracht kommen, jedenfalls dann nicht, wenn das Wasser derselben zu Trinkwasserversorgungen benutzt wird. Es mag aber kein Bedenken haben, an bestehende Gewässer Regenkanäle anzuschließen, während der Anschluß von Kanälen, welche Regenwasser mit häuslichem Abwasser vermischt führen, gewöhnlich unstatthaft sein wird.

Das Vorstehende gilt im allgemeinen auch von Schiffahrtskanälen, weil die Wassergeschwindigkeit in denselben wohl immer so gering ist, daß zwischen ihnen und den stehenden Gewässern kein wesentlicher Unterschied vorhanden und zu Zeiten, deren Dauer von der Verkehrsgröße und Betriebsweise abhängt, ein Schiffahrtskanal tatsächlich ein stehendes Gewässer ist. Dasselbe wird schon durch den Schiffsverkehr nicht unerheblich verunreinigt, und andererseits bringt dieser auch vielfache Anlässe zur Benutzung des Kanalwassers für Gebrauchswecke mit sich. Die Rücksicht auf Erhaltung der Tiefe bedingt Fernhaltung von Schwimm- und Sinkstoffen; daher wird die Benutzung von Schiffahrtskanälen als Verflutmittel — wenn es sich bei dem zuzuleitenden Wasser um einige Mengen handelt — nur ausnahmsweise und unter entsprechend strengen Bedingungen zulässig sein.

Bei Flusläufen mit Stauwerken liegen die Verhältnisse ganz ähnlich wie bei Schiffahrtskanälen.

Auslässe in geschlossene Hafenbassins (Dockhäfen) werden in der Regel nicht geduldet, da schon das Liegen der Schiffe in solchen Häfen erhebliche Verunreinigungen des Wassers und Niederschläge auf der Hafensohle mit sich bringt. Eine Ausnahme wird vielleicht zugelassen, wenn der Hafen durchspült werden kann, oder infolge der häufigen Oeffnung der Schleusen eine häufige Wassererneuerung stattfindet. Solche Ausnahmen können auch bei offenen Hafenbecken zulässig sein. An der freien Meeresküste, wo Flut und Ebbe besteht, desgleichen an Tideströmen muß die Einrichtung so getroffen werden, daß nicht Ablagerungen von Schmutzstoffen auf vorliegenden Watten oder sandigem Strand, bezw. auf flachen Ufern der Tideströme stattfinden. Es ist hierbei besondere Vorsicht nötig, weil infolge des Gezeitenspiels der Schmutz lange in der Gegend des Auslasses verweilen kann, indem der selbe mit dem Ebbe- und dem Flutstrom oft viele Male hin- und hergeführt wird, bis er in eine Entfernung gelangt, von der aus die Rückkehr zum Auslaß nicht mehr stattfindet. Die Dauer des längeren Verweilens am Ausgangsorte verlängert sich um so mehr, je größer die Uebereinstimmung in den Stärken des Ebbe- und Flutstroms ist; sie ist daher um so kürzer, je mächtiger (in Tideströmen) die aus dem Oberlauf desselben erfolgende Wassermenge ist. Hierher gehörige Beispiele bieten die Erscheinungen bei den Auslässen der Kanalisationen von London und Hamburg. Ueber erstere sind auf S. 83 die hauptsächlichsten Thatsachen mitgeteilt; über letztere wird hier angegeben, daß die Elbe bei Hamburg durch drei große Auslässe die gesamten Schmutzwasser aus Hamburg und Altona aufzunehmen hat, daß dieselben aber so rasch zu Meere geführt und so energisch ausgeschieden, bezw. umgewandelt werden, daß dem etwa 10 km stromabwärts liegenden Wasserwerke der Stadt Altona und dem nur ein paar Tausend Meter stromauf liegenden Wasserwerke Hamburgs bis jetzt kein unerträglicher Schaden erwächst; es wird jedoch darauf gerechnet, daß der bisherige Zustand mit zunehmender Bevölkerungszahl nicht haltbar bleibt. Auslässe an Meeresküsten, die ohne Wechsel von Ebbe und Flut sind, erhalten die geeigneten Stellen da, wo die Küste von einer lebhaften Meeresströmung bestrichen wird; doch greifen dabei auch Rücksichten auf Badeanstalten und auf die Lage von Flussmündungen Platz. Je stärker in dieser — nach der Richtung der vorherrschenden Winde „eingehende“ Strömung stattfindet, um so weiter müssen die Auslässe von den Flussmündungen entfernt bleiben. An den Mündungen selbst dürfen unter solchen Umständen Auslässe nicht angelegt werden.

Im übrigen ist hierzu auf den Inhalt des Abschnitts IV, der die Flussverunreinigung und die Selbstreinigung der Flüsse betrifft, zu verweisen.

Bei fließenden Gewässern sind die Verhältnisse außerordentlich verschieden. Je wasserreicher das Gewässer und je größer die Geschwindigkeit, um so aufnahmefähiger ist das Gewässer, und umgekehrt. Doch sind für den zulässigen Verunreinigungszustand in der stattfindenden Benutzung des Wassers, in der Stärke der Uferbesiedelung, vielleicht auch in der Rücksicht auf Fischzucht und auf die Ansprüche, welche nach dem Range der Bevölkerung an die äußere Erscheinung des Gewässers gestellt werden, endlich nach dem Grade, in welchem dasselbe die Eigenschaft der Selbstreinigungsfähigkeit besitzt, Grenzen gezogen. (Ausführliches hierzu in Abschnitt IV und weiterhin.)

Tiefe des Gewässers ist günstig, weil durch sie ein Teil der ungelösten Verunreinigungen dem Anblick entzogen wird, dabei auch der Anschluß eines Einlasses vielleicht vollständig verdeckt liegt. Je weniger schwankend im Wasserstande, um so gleichmäßiger ist die Verdünnung, die das eingeführte Kanalwasser erfährt; andererseits wirken zeitweilige größere Anschwellungen eines Gewässers insofern günstig, als dabei eine energische Spülung des Flussbettes und eine wünschenswerte Anfrischung des Wassers stattfindet. Es muß Absicht sein, die zugeführten Schmutz-

stoffe möglichst unmittelbar nach dem Eintritt auf dem ganzen Querschnitt des Gewässers zu verteilen. Dies gelingt am besten, wenn in demselben bei einiger Tiefe und Regelmäßigkeit des Bettes überall ziemlich dieselbe Geschwindigkeit herrscht, und weniger gut, wenn ein scharf ausgesprochener Stromstrich vorhanden ist, zu dessen Seiten die Geschwindigkeiten merklich geringer sind. Denn in diesem Falle beobachtet man oft, daß Ströme verschiedenen Wassers auf Kilometer langen Strecken nebeneinander fließen, ohne sich zu durchdringen. Handelt es sich nur um Einlauf von Regenwasser, so kann die Rohrendigung auch senkrecht stehen und das Wasser durch ein paar in der Rohrwand angebrachte Schlitze austreten. Diese Einrichtung ist auch für mäßig verunreinigte und gereinigte Wasser zulässig; sie bewirkt eine gute Verteilung des zugeführten Wassers im Strom und ermöglicht eine sichere Festlegung und Ueberwachung des Auslasses. Die bauliche Herstellung des Einlasses, seine Unterhaltung ist erleichtert, die Anlage auch vor Beschädigungen besser geschützt, wenn der Stromstrich unmittelbar am Ufer liegt und das Ufer einige Höhe über Wasserspiegel erreicht. Die Endstrecke des anzuschließenden Kanals soll ein gutes Gefälle erhalten, damit Sinkstoffe sicher mitgeführt und bei Rückstau eingetretene Ablagerungen bald wieder fortgenommen werden. Es kann Absicht sein, durch die Ausmündung zu Zeiten einen kräftigen Luftstrom einwärts gehen zu lassen; in diesem Falle mag man die Ausmündung entweder entsprechend hoch legen, oder von besonderer Höhe machen, oder auch in zwei Teile: einen hoch und einen niedrig liegenden zerlegen (der Höhe nach gabeln). Ebenfalls kann es Absicht sein, daß eingehende Luftströmungen möglichst verhindert werden; als dann wird man die Ausmündung ganz unter Wasser anordnen. Ob man die Richtung des Kanalwassers tangential zur Richtung des Wasserlaufs legt oder senkrecht auf dieselbe, hängt ganz von der Geschwindigkeit und Größe des Gewässers ab. Bei der tangentialem Richtung wird das Kanalwasser rascher von der Stelle entfernt, als bei senkrechter; auch ist die Ausmündung besser vor Rückstau geschützt. Andererseits dürfte die senkrechte Richtung darin einen Vorzug haben, daß sie die Mischung des Kanalwassers mit dem Wasser des Flusßlaufs begünstigt. Durchlochungen der Wand des Auslasses, sowie Auflösungen desselben in mehrere Stränge sind ebenfalls Mittel, um die Vermischung zu begünstigen.

Auslässe müssen so hoch liegen, daß die Auswässerung jederzeit möglich ist. Dies ist indes nicht auf die Mündung des Auslasses zu beziehen, vielmehr auf das unterste Stück des Auslaßkanals, da die Lage der Mündung unter Wasser und selbst tief unter dem Spiegel des aufnehmenden Gewässers in der Regel vorteilhaft sein wird. Aber der tiefliegende Mündungsteil muß möglichst kurz gehalten werden, da er der Gefahr der Verstopfung oder Versetzung mit Schmutzstoffen oder Geschieben unterworfen ist. Wenn aber das letzte Stück des Auslaßkanals hohe Lage hat, so daß bis zur Mündung ein starkes Gefälle besteht, oder wenn sich vorübergehend ein stärkeres Gefälle durch Aufstauvorrichtungen schaffen läßt, so ist diese Gefahr nicht von Bedeutung.

Sind wegen tiefer Lage des Auslaßkanals zeitweilige Unterbrechungen der Auswässerung zu erwarten, wie z. B. bei Auslässen, die ins offene Meer oder in Tideströme gehen, so muß entweder der Auslaßkanal ein Fassungsvermögen haben, um während der Dauer der Unterbrechung den Abfluß festhalten zu können, oder es sind Becken einzurichten, die nach wieder erreichtem Tiefstande des Gewässers sich entleeren.

Mundet ein Auslaß am Ufer in etwa der Höhe des gewöhnlichen Wasserspiegels aus, so daß Eintritt von Hochwassern in denselben zu erwarten ist, so wird man zweckmäßig an der Mündung eine Kammer anlegen, welche Gelegenheit zum Ablagern von Sinkstoffen giebt. Außerdem empfiehlt es sich oft, die Aus-

mündung sperrbar einzurichten. Dies kann entweder durch einen Schieber oder durch eine Klappe, aber auch selbstthätig — etwa durch ein Kugelventil geschehen; auf die Sicherheit der Wirkung eines für diesen Zweck angewendeten Kugelventils ist aber nicht unbedingt zu rechnen. Klappen können so eingerichtet werden, daß sie vor einem inneren Ueberdruck öffnen; doch muß außerdem durch Anbringung einer Kette oder Stange für die Möglichkeit der Öffnung von Hand gesorgt werden. Die Beweglichkeit der Klappe wird durch zweifache Aufhängung in einem Gelenk gefördert.

Die Fig. 328 zeigt die Ausmündung eines mit Klappe versehenen Auslasses, die von der Kanalisation Danzigs entnommen ist. Wenn der Wasserspiegel des aufnehmenden Gewässers

Fig. 328*).

Fig. 329*).

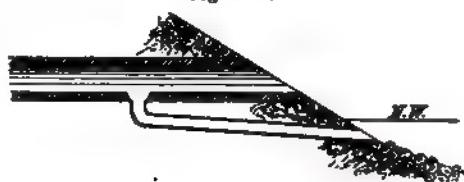
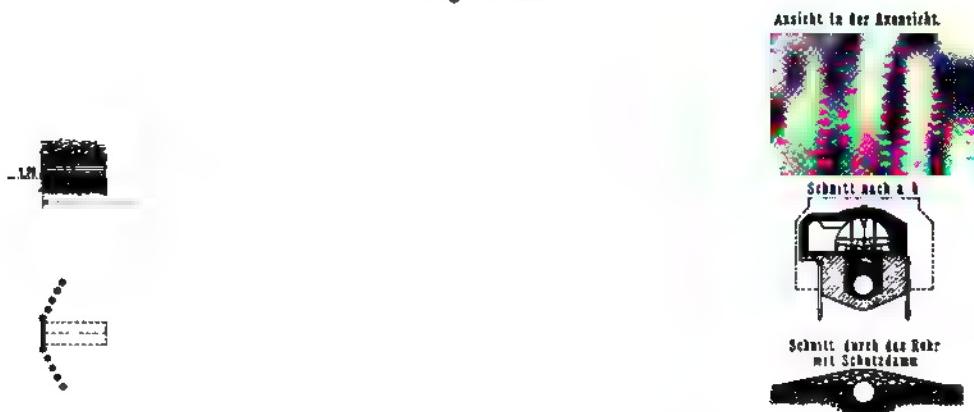


Fig. 330—337



stark wechselt, kann Teilung des Auslasses: in einen für das Niedrigwasser, und einen zweiten für die Zeiten des Hochwassers dienenden ausgeführt werden. In dieser Art sind die Auslässe an der Isar für die Kanalisation Münchens, Fig. 329, eingerichtet. Die zweite (untere) Ausmündung erfüllt aber auch den Zweck, daß sie für den Austritt des — stärker verunreinigten — sogenannten Trockenabflusses dient, der dadurch dem Auge entzogen wird, während die obere Gelegenheit zu beständigem Ein- oder Austritt von Luft giebt.

Eine ähnliche, doch weiter gehende Ausbildung hat der Austritt für die Kanalisation der Stadt Köln in den Rhein erfahren, der in den Fig. 330—337 dargestellt ist. Der gemauerte Kanal, welcher sekundlich 8,7 cbm Wasser führen kann, hört in der Uferlinie auf, ist aber hier mit einer Drehklappe geschlossen, welche erst vor einem Ueberdrucke von 0,4—0,5 Höhe selbstthätig öffnet. Es wird dadurch ein Aufstau im Kanal erzeugt, welcher auf Geschwindigkeitsvermehrung des durch das untere Rohr abfließenden Wassers wirkt. Dieses Rohr von 1,2 m Weite

* Nach: Baumeister, a. a. O.

ist aus Siemens-Martin-Stahlblech von 10 mm Stärke mit im Innern versenkter Nietung hergestellt, liegt im Gefälle von 1 : 106, ist schräg abwärts gegen den Stromstrich bis in die Linie der Buhnenköpfe geführt und erreicht die Länge von 180 m. Bei Niedrigwasser reicht die Mündung 35 m, bei Mittelwasser dagegen 145 m weit in den Strom hinein. Die Endigung ist durch eine Pfahlreihe geschützt und überdies das in eine ausgebaggerte Rinne versenkte Rohr durch eine dammartige Steinpackung vor Beschädigungen gesichert. (Weitere Einzelheiten und namentlich die Art der Verlegung des Rohrs sind mitgeteilt in Deutsche Bauseitung 1893, S. 506.)

Ahnlich große Auslässe wie die eben beschriebenen sind in Hamburg und Frankfurt a. M. hergestellt. In Frankfurt a. M. besteht der Auslauf aus einer hölzernen Röhre von etwa 40 m Länge, deren Oberkante mit der Flussohle gleich liegt. Die Vorlegung geschah mittelst eines die — flache — Baugruben auf drei Seiten einschließenden Fangedamms, dessen Vorderseite nach der Ausbaggerung der Rinne geöffnet wurde; durch die Öffnung führte man schwimmend die hölzerne Röhre ein, versenkte dieselbe und bedeckte sie mit einer leichten Schüttung aus Beton. Die Röhre liegt mit geringer Neigung gegen den Stromstrich.

Hamburg hat zwei große Auslässe, die in der Sohle des Elbestroms beide aus Holzkästen bestehen. Der Auslauf des vereinigten Geest- und Marschiels reicht 40 m weit in den Strom hinein, dagegen der Auslauf des Geeststammiels 70 m. Letzterer ist mit dem Gefälle von 1 : 20 verlegt und besteht aus einem doppelten Holzkasten. Rückwärts im Ufer war gegen Eindringen von Sturmfluten Sicherheit zu schaffen; es sind dazu doppelte Verschlüsse angeordnet. Der vordere Verschluß ist mit hölzernen Stemmtoren eingerichtet; dahinter liegt ein eisernes Schütz. Das in entgegengesetzter Richtung als die Stemmtore abdichtende Schütz enthält ein kleineres Schütz, das zur Abführung der Kanalwasser während der Ebbezeit geöffnet gehalten wird. Das große Schütz wird nur geöffnet, um die bei heftigen Regenfällen zugeführten großen Wassermengen auszulassen, und, wie das kleine darin befindliche Schütz, geschlossen, wenn Sturmfluten einsetzen. Die Stemmtore öffnen und schließen sich vor einseitigem Überdruck selbsttätig, sind aber auch mit Einrichtungen zum Schluß von Hand versehen. Während eines vorübergehenden vollständigen Abschlusses staut das Wasser in dem 3 m weiten, 2614 m langen Kanal von Kreisquerschnitt auf. — Das vereinigte Geest- und Marschiel entwässert Gebiete mit großem Unterschied der Höhenlage. Bei einem gewissen Höhenstande der Elbe muß die Entwässerung des tiefliegenden Gebiets von derjenigen des hoch liegenden abgetrennt werden. Das Wasser aus dem Tiefgebiet sammelt sich alsdann in einem künstlich geschaffenen großen Bassin, das gegen die Elbe abgeschlossen ist. Aus demselben wird es bei wieder eintretender Ebbe direkt abgelassen und alsdann die Verbindung der Auswässerung des tiefliegenden Gebiets mit demjenigen des hochliegenden wiederum hergestellt.

In Halle besteht ein in die Saale mit schräger Richtung weit hinausgeföhrter Auslauf aus einem Rohr, das zwischen zwei Pfahlreihen festgelegt ist.

Auslässe von ganz besonderer Mächtigkeit sind für die Entwässerung von London bei Barking und Croydon angelegt. Auch hier muß während der Flut das zufließende Kanalwasser in großen Bassins aufgespeichert werden. Einiges Nähere über diese Anlagen ist im Handbuch der Ingenieurwissenschaften Bd. 3, 1. Abt., 2. Hälfte mitgeteilt.

Der Bau von Auslässen besonderer Großartigkeit wurde im Jahre 1889 für die Stadt Milwaukee in Vorschlag gebracht, um das Wasser des Michigan-Sees für Trinkwasserentnahme auch fernherain benutzen zu können. Die Abwasser sollten am Seeufer in einem Absitzbassin gesammelt und von diesem aus durch zwei eiserne Rohrleitungen von 1,4 m größtem Durchmesser etwa 1800 m weit in den See geführt werden, doch so, daß die beiden Rohrleitungen ihren Inhalt vor Erreichung der Enden durch Zweigleitungen vollständig abgegeben hätten. Und zwar sollte die Abgabe durch je 11 Zweigleitungen von 0,4 m Weite erfolgen, die man 1,5 m senkrecht aufwärts führen wollte, um die Abwasser in der Höhe von 1,5 m über Seeboden auszulassen. Der dem Seeufer nächste Abzweig sollte von diesem 900 m entfernt liegen, die übrigen Abzweige in je 90 m Abstand folgen. Um für alle Abzweige Gleichheit der Abflußmenge zu erzielen, sollten die Querschnitte der Stammleitungen hinter jedem Abzweig entsprechend vermindert werden und ebenso die Mündungsweiten der Abzweige entsprechende Unterschiede aufweisen.

Ob die Ausführung nach diesem von Rafter und Baker in: Sewage Disposal in the United States, New York 1894, mitgeteilten Angaben wirklich erfolgt ist, ist nicht bekannt geworden.

XXV. Abschnitt.

Verschlüsse in Rohrleitungen und Kanälen; Spülung der Kanäle u. s. w.

1. Kapitel.

Verschiedene Arten der Kanal- und Röhrenverschlüsse.

§ 359. Diese Einrichtungen kommen etwa für folgende Zwecke zur Anwendung:

1. Zum Oeffnen und Schließen von Auslässen, die mit Unterbrechungen im Betriebe gehalten werden, wie z. B. die Auslässe für Schmutzwasser (oder gereinigtes Wasser) in offene Gewässer, auf Rieselfelder u. s. w.;
2. zur Sperrung bezw. Oeffnung eines Weges, der nicht der regelmäßige ist, sondern für den Abfluß nur in Notfällen geöffnet wird: Verschlüsse von Notauslässen;
3. zur zeitweiligen Sperrung des Zu- bzw. Abflusses in Druckleitungen, Heberleitungen, in Dükern, Zu- oder Ableitungen von Pumpwerken, oder in gewöhnlichen Leitungsstrecken, wenn die betreffenden Leitungen vorübergehend, sei es aus Gründen der Betriebsführung, sei es um Reparaturen u. s. w. vorzunehmen, außer Thätigkeit gesetzt werden müssen;
4. beim Zusammenführen von zwei Druckleitungen, wenn die Druckhöhen in denselben nicht, oder nicht immer genau übereinstimmen, und eine Beeinflussung der einen durch die andere Druckleitung nicht stattfinden darf;
5. zur Sicherung gegen Ueberflutung von Straßen, Höfen, Kellern u. s. w. durch den sogenannten Rückstau, oder von offenen Gewässern aus;
6. zum Aufstau des Wassers in Kammern, Becken, oder Leitungsstrecken für Spülzwecke der Röhren und Kanäle;
7. zum Einlaß sogenannten fremden Wassers in die Leitungen behuf Spülung derselben.

Vielfach dient derselbe Verschluß nicht nur für einen, sondern für mehrere der genannten Zwecke, nach deren Verschiedenheiten die Einrichtungen außerordentlich wechseln.

Verschlüsse im weiteren Sinne sind auch die auf Regenüberfällen angebrachten Erhöhungen durch Dammbalken oder eiserne Platten.

Nach der Art, wie die Verschlüsse in Wirksamkeit treten, kann man drei Gruppen unterscheiden:

- I. sogenannte zwangsweise Verschlüsse, die nicht aus sich selbst heraus, sondern durch fremden Willen in Thätigkeit treten,
- II. selbstthätige Verschlüsse,
- III. selbstthätige Verschlüsse, die aber auch zwangsweise in Wirksamkeit gesetzt werden können.

Nach Konstruktionsbesonderheiten lassen sich unterscheiden: a) Deckel- oder Stöpselverschlüsse, b) Hähne, c) Ventile, d) Klappen, e) Schieber.

Nur die zu c und d genannten Verschlußarten sind sowohl für selbstthätige als zwangsweise Wirksamkeit geeignet, die zu a, b genannten nur für zwangsweise; sogenannte Drehschieber (Verschlüsse zu e) lassen sich auch selbstthätig einrichten.

Bei allen in Schmutzwasserleitungen angeordneten Verschlüssen ist mit dem Umstände zu rechnen, daß die Unreinlichkeit des Wassers, oder Rostbildung, oder Ungenauigkeit der Form die Erreichung eines wasserdichten Abschlusses in hohem Grade erschweren, wenn nicht unmöglich machen. Andererseits liegt dieser Zweck aber auch nur vereinzelt vor, und kann man sich meist mit der Herstellung eines nur einigermaßen dichten Verschlusses begnügen. Die geringsten Leistungen sind von Deckel- oder Stöpselverschlüssen und demnächst von Klappen zu erwarten; mangelhaft wirken gewöhnlich auch die Ventilverschlüsse.

§ 360. Stöpselverschlüsse werden am besten aus Weichholz in Form eines abgestumpften Kegels oder eines Paraboloids, oder auch einer Halbkugel mit nur geringer Höhe hergestellt, Deckelverschlüsse sowohl aus Holz als aus Eisen. Wenn erstere „vor dem Strom“ dichten sollen, werden sie durch den Wasserdruck festgehalten; bei Dichtung „gegen den Strom“ hilft der Reibungswiderstand, doch muß ein Bügel oder eine Spreitze oder ein durch ein Gegengewicht belasteter Hebel hinzugenommen werden. Die Spreitze muß mit dem Stöpsel durch ein Gelenk verbunden sein. Eine am anderen Ende der Spreitze angebrachte Oese dient für Zeiten des Nichtgebrauchs des Verschlusses zum Aufhängen des Stöpsels. Deckelverschlüsse werden durch Spreitzen, Schrauben oder belastete Hebel öfter auf ihrem Sitze festgehalten.

Sowohl Deckel- als Stöpselverschlüsse kann man durch Belegen der Dichtungsflächen etwa mit Gummi, aber auch mit einer geteerten und danach mit Talg eingefetteten Hanfflechte von einiger Breite gegen Wasserdruck von ein paar Meter Höhe nahezu wasserdicht machen. Es sind dann aber die Verschlüsse nur an einer einzigen Stelle gebrauchsfähig, während unbelegte, nur roh dichtende Stöpsel und Deckel den Gebrauch zu Verschlüssen an mehreren Stellen gestatten.

Hahnverschlüsse sind nur bei Leitungen von geringer Weite anwendbar, und kommen entsprechend kaum anderswo als in häuslichen Leitungen, im vorderen oder hinteren Schenkel eines Siphons vor; es scheint, daß Hähne bisher für im Maximum 10 cm weite Rohre angewendet werden. Eine der möglichen Anordnungen eines Hahnverschlusses ist in Fig. 338 mitgeteilt.

Die einfachsten Ventile sind die selbstthätigen Kugelventile, mit Kugeln aus Hartgummi. Wenn aber diese Ventile häufig in Wirksamkeit treten, ist ihre Abnutzung gross, oder die Kugel wird unrund, bekommt Grate u. s. w., und erfordert deshalb öftere Erneuerung. Deshalb dürfen Kugelventile nur an leicht zugänglichen Stellen liegen. Das Verwendungsbereich derselben ist aber grösser als das der Hähne; entsprechend kommen auch Kugelventile für Leitungen von mehr als 10 cm Weite vor.

Die Fig. 339—342 zeigen vier Anordnungen, die der eben aufgestellten Anforderung entsprechen; am vollkommensten ist letztere in Fig. 342 erfüllt. — Die Konstruktion Fig. 348 erfordert,

im Gegensatz zu Fig. 342, große Höhe, ist aber insofern leistungsfähiger als letztere, als ein zwangswießer Verschluß dadurch hinzugefügt ist, daß die Glocke des Wasserschlusses der Höhe nach durch eine Schraube verstellbar ist.

Fig. 338.



Fig. 339*).



Fig. 340*).

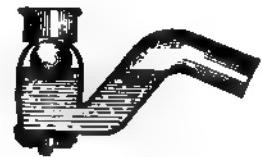


Fig. 341**).

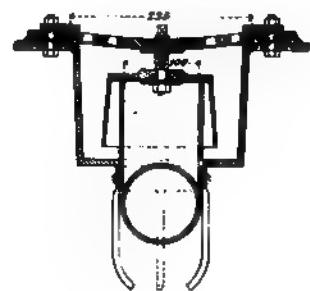


Fig. 342

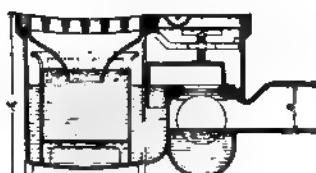


Fig. 343***).

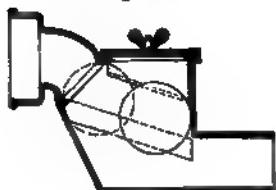
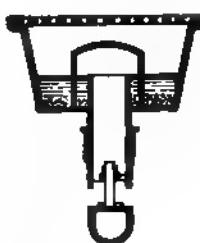


Fig. 344.



Fig. 345***).

Fig. 347



Kugelventile im weiteren Sinne sind auch die Verschlüsse Fig. 344, 345 und 347, die das gemeinsam haben, daß die Kugeln auf Stiften „geführt“ werden. In Fig. 344 erfolgt die Führung an seitlich angebrachten, mäßig ansteigenden Leisten. Es ist möglich, daß sich auf den Leisten Schmutz ablagert, daß auch durch dieselben auf die Bewegung der Kugel ein

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

**) Nach: Baumeister, a. a. O.

***) Nach: Deutsche Bauztg.

so großer Zwang ausgeübt wird, daß sie — besonders wenn beim Ansteigen des Wassers hinter der Kugel gleichzeitig Abfluß von oben erfolgt — entweder still steht, oder sich von der Führung frei macht, und sich gegen den Deckel des Kastens, anstatt gegen den Ventilsitz bewegt. In den Fig. 345, 347 bewegt sich der Kugelabschnitt auf einer senkrecht angeordneten Führung; in beiden besteht die Kugel aus dünnwandigem Metall. Bei Fig. 345 ist die Gummidichtung auf der Kugelfläche, bei Fig. 347 auf dem Ventilsitz angebracht; in ersterer ist die Glocke lose aufgestülpt, in letzterer an der Abdeckung befestigt, woraus sich aber kleine Unterschiede in der Bedienung und in der Schwierigkeit, mutwillige Beschädigungen des Verschlusses auszuführen, ergeben.

Fig. 346 zeigt einen Verschluß mit durch ein Gegengewicht aufgehobenem Ventilgewicht. Für gewöhnlich wird also der Verschluß in Wirksamkeit sein, und nur unterbrochen, wenn Wasserzutritt von oben erfolgt. Er soll selbstverständlich bei geringem Gegendruck von unten wieder schließen; das setzt aber voraus, daß der Hebelmechanismus sich in guter Ordnung befindet, namentlich seine Bewegung nicht durch Rost oder Schmutzablagerung aufgehoben oder beschränkt ist. Das Gelenk, durch welches das Gegengewicht mit dem Ventilkörper verbunden ist, ist durch eine darüber angebrachte Kappe gegen Verunreinigungen durch hineinfallenden Schmutz gesichert. — Fig. 348 zeigt einen sehr einfachen Verschluß durch einen Schwimmkörper; es ist aber wahrscheinlich, daß die Führung des Schwimmers bald verschmutzt und dann der Verschluß versagt. Außerdem liegt, um Bewegungshindernisse leicht beseitigen zu können, der Schwimmer in zu großer Tiefe.

Fig. 349, mit den verschiedenen Nebenfiguren, zeigt einen bei der Kanalisation von Spänden mehrfach, z. B. zum Abschluß von Heberleitungen oder Zuflußleitungen zur Pumpstation angewendeten zwangsweisen Verschluß mittelst Tellerventil, dessen Bewegungsmechanismus so sorgfältig durchgebildet ist, daß Öffnung und dichter Abschluß des Ventils sich mit vollständiger Sicherheit vollziehen lassen.

Andere Ventile, die bei Spüleinrichtungen Verwendung finden, kommen an späterer Stelle — im Kap. 8 — in Beispielen zur Vorführung.

Die meisten der vorgeführten Ventilverschlüsse sind für häusliche Abflußleitungen oder solche geeignet, die innerhalb der Grundstücke verlegt sind. In der Regel handelt es sich um Verschlüsse unter Ausgußbecken oder Sinkkästen, wobei die Einrichtung einen Wasser-(Geruch-)Verschluß enthält. Ueber die besonderen Anforderungen, welche an letztere erhoben werden müssen,

Fig. 349—354.

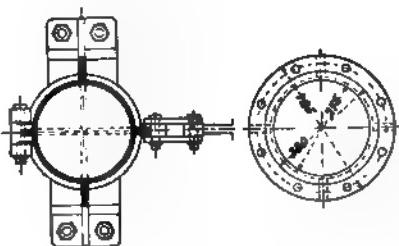
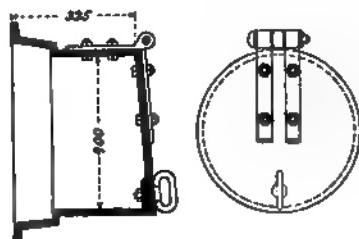


Fig. 349—354.



vergl. Abschnitt XXII. Es ist aber hier noch auf große Unterschiede aufmerksam zu machen, die in den Konstruktionen Fig. 339—348 hinsichtlich der Sicherheit gegen Verstopfungen und für leichte Entfernung von stattgefundenen Ablagerungen getroffen sind. In dieser Hinsicht sind z. B. die Konstruktionen Fig. 342, 343, 344, besonders aber Fig. 347, den anderen vorgeführten Konstruktionen überlegen. Im allgemeinen ist der beständigen Gangbarkeit von Ventilen, die in Schmutzwasserleitungen liegen — wenn es sich nicht um sogenannte gesteuerte Ventile handelt — wenig zu trauen, da durch Schmutzablagerungen auf den Dichtungsfächen, Oxidation u. s. w. die Gangbarkeit leicht gestört wird. Jedenfalls müssen Form und Lage der Ventile in Schmutzwasserleitungen so beschaffen sein, daß dadurch Ablagerungen nicht begünstigt werden.

Am meisten werden zu Verschlüssen von Kanalenden Drehklappen benutzt und zwar in sehr mannigfaltigen Formen. Die Hauptunterscheidung kann man aus der Lage der Drehachse: ob wagrecht oder senkrecht? hernehmen. Drehklappenverschlüsse kommen in allen Größen — von einer für engste Röhrenkanäle bestimmten, bis zu mehreren Quadratmetern reichenden Größe (wie sie als sogenannte Stemmtore hergestellt werden) vor.

Die Dichtung, welche Drehklappen gewähren, ist gewöhnlich mangelhaft, besonders weil die leichte Beweglichkeit der Klappe bald verloren zu gehen pflegt.

Durch mehrfache Aufhängung der Klappe (wie z. B. in Fig. 360) kann man die Beweglichkeit etwas verbessern, doch ist dies Mittel nur bei größeren Klappen von entsprechender Wirkung. Sind letztere mit wagrechter Drehachse hergestellt, so reicht zur Erzielung eines nur einigermaßen dichten Schlusses das Eigengewicht der Klappe nicht aus, und es muß Andrücken mit Spreitzen oder Gewichten an Hebeln hinzukommen. An Eingängen von Thonröhren oder auch größeren gemauerten Kanälen angebrachte Klappen bedürfen eines gut bearbeiteten Rahmens, gegen welchen sie sich legen, und an dem zugleich das Gelenk angebracht ist; dieser Rahmen wird zur sicheren Verbindung mit dem Kanal etwas nach rückwärts verlängert.

Die Fig. 355, 356 und 357—359 stellen zwei eiserne Klappen von einfacherster und bezw. verfeinerter Durchbildung dar. Die Konstruktion Fig. 357—359, welche mit Gegenlenker für die zur Bewegung der Klappe dienende, durch Keilverbindung justierbare Gelenkstange ausgestattet ist, dient zum Verschluß des Auslasses in dem Sammelschacht der Pumpstation für die Kanalisation von Spandau her; die Konstruktion führt von Pfeffer her.

Liegt ein Klappenverschluß an einer unzugänglichen Stelle, etwa in größerer Tiefe, so ist besonders sorgfältige Durchbildung notwendig, und es müssen auch über Tage Einrichtungen getroffen werden, aus welchen die Lage der Klappen — volle Öffnung oder Schluß — sicher erkannt werden kann. Bei Klappen mit wagrechter Lage der Drehachse ist diese Kenntnis durch die Lage von Kerben, Öffnungen u. s. w. an der nach oben führenden Stange zu beschaffen, Fig. 360; bei Klappen mit senkrechter Lage der Drehachse wird am einfachsten auf dem oberen Ende der Stange ein Zeiger angebracht.

Wenn die Möglichkeit besteht, daß durch den hinter einem zwangswise Verschluß stattfindenden Aufstau im Kanal oder in einem Einstiegeschacht Schaden entsteht, z. B. ein unzulässiger Rückstau in anschließenden Grundstückslösungen erfolgt, so muß dafür gesorgt werden, daß beim Eintritt der kritischen Höhe des Aufstaues Entlastung erfolgt; hierzu sind verschiedene Hilfseinrichtungen zur Hand. Es kann entweder ein Schwimmer benutzt werden, der bei eingetretenem Hochstand des Wassers durch eine Zugschnur die Klappe öffnet (Fig. 361). Diese Vorrichtung bietet jedoch keine ausreichende Sicherheit. Sicher ist nur das in den Fig. 362—364 und 365 angegebene Mittel der Abführung des Wassers durch einen

Fig. 367—359

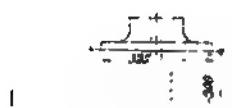


Fig. 360 *).

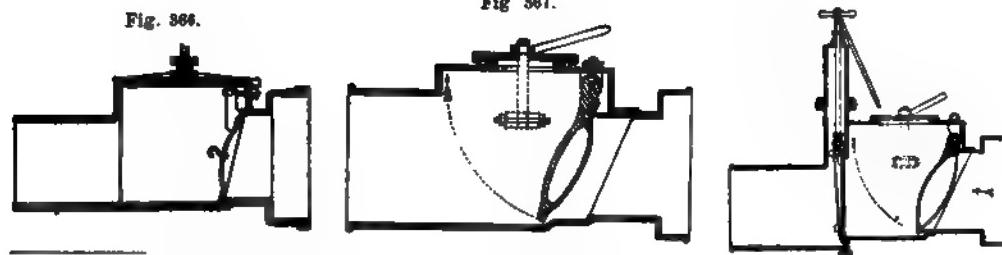
1



Fig. 361 **).

Fig. 362—364 **)

Fig. 365.



^{*}) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.
^{**)} Nach: Baumeister, a. a. O.

Ueberlauf. Kann man nach dem zur Verfügung stehenden Gefälle in dem Schacht einen Absturz anlegen, wie in Fig. 362—364, so mag in der oberhalb liegenden Leitungsstrecke Aufstau überhaupt vermeidbar sein; dies ist jedenfalls die denkbar vollkommenste, aber nur bei Leitungen mit stärkeren Gefällen ausführbare Einrichtung.

Klappenkonstruktionen, die vor einem Strom selbstthätig schließen und vor einem umgekehrt gerichteten höher stehenden Strom auch selbstthätig öffnen sollen, sind schwierig ausführbar, und vollkommene Lösungen bisher noch kaum gefunden.

Die vielfach angewendete, aber wenig leistende, sogenannte Rückstauklappe von der Berliner Kanalisation ist in Fig. 366 mitgeteilt. Klappe und Lager müssen aus Messing hergestellt werden; bei Ausführung in Eisen wird die Beweglichkeit nach kurzer Zeit durch Rost aufgehoben. Eine verbesserte Klappenkonstruktion ist diejenige von Behn, Fig. 367 und 368, aus Hartgummi, welche Dichtungsfächen aus Messing hat, auch in Messinglagern geht. Die Klappe ist als Hohlkörper hergestellt, doch der Hohlraum durch ein paar kleine Löcher für den Eintritt des Wassers offen. In Fig. 368 ist die Klappe durch Hinzufügung eines für leichten Gang besonders eingerichteten Schiebers zur Selbstthätigkeit und gleichzeitig zum zwangswise Verschluß eingerichtet. In der Klappe nach der Konstruktion von Wischer, Fig. 369, wird ein Schwimmkörper benutzt, auf welchen, vermöge der eigenartigen Lage der Klappe, austießendes Wasser von oben herab fällt, wodurch vielleicht die dauernde Reinhaltung der Dichtungsfäche gewährleistet wird. Auch die Klappe von Geiger, Fig. 371, 372, verwendet einen Schwimmkörper, der als besonderer Teil vorhanden ist, in einer Nebenkammer liegt und das Spiel der Klappe durch einen Hebelarm bewirkt, der auf der Drehachse steckt. Da der Eintritt des Wassers in die Nebenkammer von unten aus erfolgt, muß letztere zur Entlüftung durch ein kleines Rohr mit dem Freien verbunden werden. Die Klappe ist durch ihre hohe Lage gegen Ablagerungen gut geschützt.

Von Klappenkonstruktionen, die zur selbstthätigen und zwangswise Wirkung ausgestaltet sind, werden außer der bereits in Fig. 368 mitgeteilten in den Fig. 370 und 373 zwei Beispiele vorgeführt. Fig. 370 gibt eine Klappenkonstruktion von Budde und Göhde, deren Grundzüge von der Berliner Rückstauklappe entnommen sind. Die Vervollständigung besteht in dem Hinzutritt eines Stellmechanismus: einer senkrecht angeordneten Stange und einem Gegenlenker, der zugleich als Spreitze wirkt. Die von Unna konstruierte, bei der Kölner Kanalisation angewandte Klappe, Fig. 373, hat ihre Lagerung in halber Höhe und ist mit einem zur Veränderlichkeit eingerichteten Gegengewicht (Hebel und angehängtes Gefäß) verbunden. Besonders sorgfältig sind die Dichtungsfächen der Klappe behandelt. Zur zwangswise Wirkung dient eine Schraubenspindel, die aber nicht fest mit der Klappe verbunden ist. Bei ganzer Öffnung der Klappe liegt dieselbe parallel dem Deckel. Wird die Schraubenspindel durch einen Dorn mit der Klappe drehbar verbunden, so ist die Selbstthätigkeit der Klappe aufgehoben, und es entsteht eine Konstruktion, die man als ein Mittelding zwischen Klappe und Schieber ansprechen kann. Fig. 374 und 375 stellen eine in der Breslauer Kanalisation benutzte Klappe dar. Der zwangswise Schluß geschieht durch Abnahme des Deckels b , wobei sich der Hebel c umlegt und die Klappe feststellt. Die Feststellung soll nur während der Zeit aufrecht erhalten werden, welche die Ausräumung des Schlammfangs, der hinter der Klappe liegt, erfordert; eine geringe Veränderung in der Lage des Hebels würde aber genügen, um den zwangswise Verschluß jederzeit herstellen zu können.

In den Fig. 376 und 377 sind zwei sogenannte Pendelklappen mit Selbstthätigkeit dargestellt, welche beide aber auch zum zwangswise Schlüsse eingerichtet sind. Die Klappe Fig. 376 hat ihren Drehpunkt in halber Höhe; sie öffnet vermöge des angebrachten Gegengewichts erst vor einem stärkeren Wasserstrom und kehrt nach Aufhören desselben in die Ruhelage zurück. Dieselbe kann mit und ohne Schlagleisten ausgeführt werden; die Dichtung ist aber in jedem Falle mangelhaft. Bei der Geigerschen Klappe, Fig. 377, liegt die Drehachse in der Oberkante der Klappe; das zur Unterstützung des Öffnens, bzw. zur Freigabe der ganzen Öffnung der Klappe dienende regelbare Gegengewicht ist oben angebracht. Die Klappe ist mit einem Zahnsegment, in welches eine Schnecke eingreift, ausgestattet, und die Schnecke durch ein Excenter zum Ausrücken eingerichtet. Für gewöhnlich ist die Schnecke ausgerückt, um das selbstthätige Spiel der Klappe freizugeben; sie wird nur eingerückt, wenn Gefahr der Ueberflutung der Kanäle durch Rückstau eintritt. Da die Gummidichtung mit besonderer Sorgfalt hergestellt ist und mittelst des Schneckengetriebes eine bedeutende Kraft übertragen werden kann, ist dichter Schluß der Klappe erzielbar.

Fig. 369.

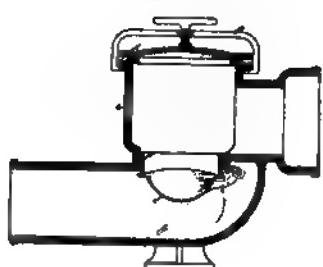


Fig. 370.

-- --

Fig. 371 u. 372.

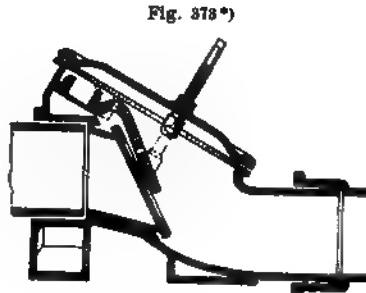


Fig. 373 *)

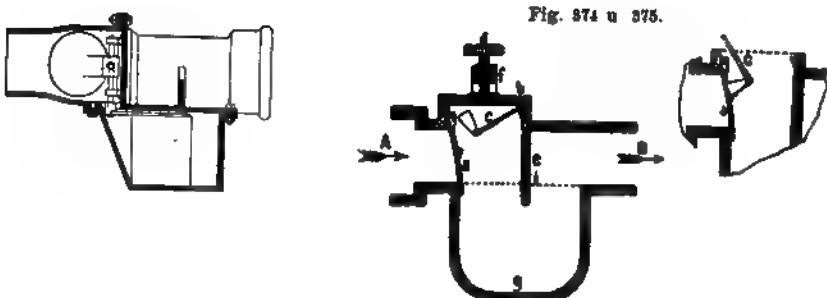


Fig. 376.

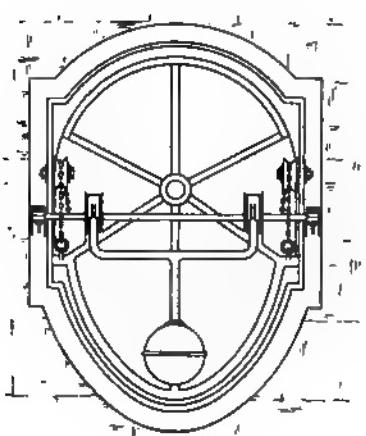
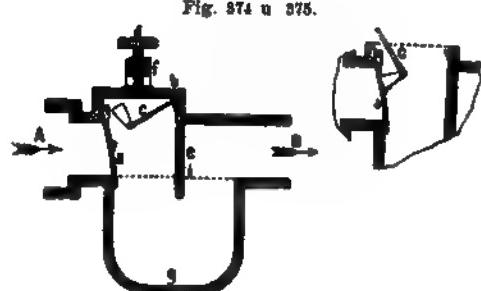


Fig. 377.

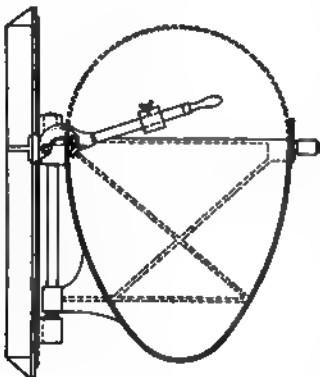


^{*)} Nach: Deutsche Bauzg.

§ 361. Klappen mit senkrecht stehender Achse, die insbesondere zu Spül-einrichtungen der Kanäle benutzt werden, kommen in weniger wechselnden Formen als mit wagrechter Achse vor; sie werden gewöhnlich als Spülthüren bezeichnet. Die Achse kann sowohl seitlich, als — ein wenig exzentrisch nahe der Mitte liegen. Letztere Anordnung, die von allgemeinen Gesichtspunkten sehr empfehlenswert sein würde, scheint aber selten vorzukommen. Für Spülzwecke ist es wichtig, den Verschluf der Oeffnung mit Leichtigkeit auslösen, und alsdann die volle Oeffnung momentan freilegen zu können. Geschieht letzteres so, daß die Spülthür nach Auslösung des Verschlusses sich selbst überlassen ist, so findet durch die Gewalt des Stromes leicht Beschädigung der Thür statt. Es müssen deshalb größere Spülthüren mit einem Mechanismus ausgestattet werden, der sowohl die leichte Auslösung des Verschlusses, als, neben Freilegung der ganzen Oeffnung in geringster Dauer, die volle Herrschaft über die Bewegung der Spülthür, ermöglicht. Durch diese Anforderung fast allein werden Konstruktion und Anordnung der Verschlüsse mit senkrechter Stellung der Drehachse beherrscht. Es hat aber keine unüberwindbaren Schwierigkeiten, derartige Verschlüsse auch zur Selbstthätigkeit einzurichten; sie nehmen dabei die Form der sogenannten Stemmtore (von Schleusen) an. Indem man diese Thore gegen den Strom kehrt, und ihre Bewegung durch Spreitzen in der Weise begrenzt, daß sie nicht voll öffnen, sondern die Weite nur zu einem Bruchteil ($\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{2}$) freigeben, werden bei Umkehrung des Stroms, wenn der Ueberdruck auf der Rückseite so weit gestiegen ist, um die Bewegungshindernisse (Zapfenreibung und Wasserdruck der Gegenseite) überwinden zu können, die Stemmtore sich selbstthätig wieder schließen. Um volle Sicherheit zu besitzen, empfiehlt es sich jedoch, sich auf die Selbstthätigkeit allein nicht zu verlassen, sondern sie mit einem Bewegungsmechanismus zu versehen, der die beständige Herrschaft über die Thore sichert; als derartige Mechanismen sind die bei den Schleusenthoren üblichen bekannt. Stemmtore

kommen in Städteentwässerungen kaum anderswo als in Küstengegenden vor, wo die Regelmäßigkeit des Gezeitenspiels eine gewisse Sicherheit in den Bewegungen derselben schafft. Eine Ausführung in großem Maßstabe bilden die Stemmtore zu dem Verschluf des auf S. 589 erwähnten Geeststammsiels in Hamburg.

Fig. 378 u. 379



wird durch ein Hebelwerk das Gleichgewicht gehalten, das am Thürrahmen drehbar gelagert ist. Dasselbe besteht aus einem mit Gabelung am vorderen Ende versehenen Hebel, dessen freies Ende ein durch Verschiebung regelbares Gewicht trägt. In der Gabelung des Hebels ist drehbar eine Sperrklaue gelagert, welche auf eine an der Thür angebrachte Schlußrolle einen von der Größe und Lage der Hebelbelastung abhängenden Druck ausübt. Wird dieser Druck durch den Wasserdruck auf die Rückseite der Thür überwunden, so findet Oeffnung der Thür statt, indem die Sperrklaue nachgiebt, dabei den Gabelhebel hebt und erstere nach rückwärts schlägt. Wenn das Spiel dieser Thür vollkommen zuverlässig wäre, würde man das ganze Kanalprofil abschließen können; da aber mit der Zeit sich die Bewegungswiderstände ändern, ist es wohlgethan, auf die Zuverlässigkeit des Ganges der Thür nicht unbedingt zu bauen.

Eine von Geiger herrührende Konstruktion einer selbstthätigen Spülthür ist in den Fig. 378 und 379 dargestellt; die Selbstthätigkeit ist jedoch nur mit Bezug auf das Oeffnen vorhanden, während die Thür, wenn klein, von Hand, wenn größer, mittelst eines besonderen Mechanismus wieder geschlossen werden muß.

Dem Wasserdruck auf die Rückseite der Thür

Anderweitig hat man zum selbstthätigen Oeffnen von Spülthüren sowohl Kippschalen- als Schwimmermechanismen benutzt; auch bei diesen dürfte Zuverlässigkeit nicht unbedingt vorhanden sein.

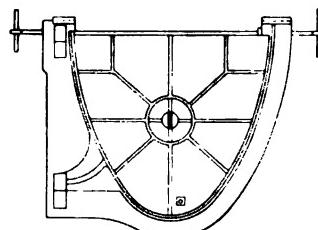
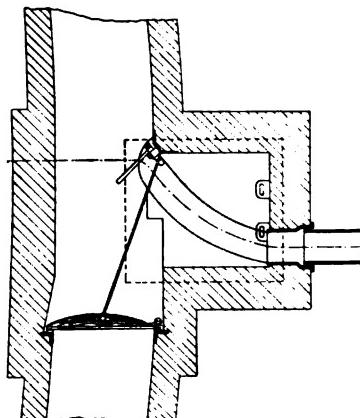
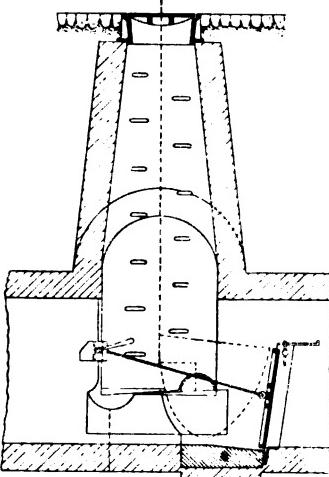
Um Sicherheit gegen zu hohen Aufstau des Wassers in den Kanälen durch Spülthüren zu schaffen, erhalten die Thüren nicht die volle Höhe des Kanals, sondern lassen oben ein Stück des Kanalprofils frei; sie wirken dadurch eventuell als Ueberfälle. Um den Bewegungsmechanismus bedienen zu können, ohne einen verwickelten und teuren Apparat zu bedürfen, gleichzeitig damit der betreffende Arbeiter das Oeffnen der Spülthür ohne Gefahr für sich selbst ausführen kann, muß vor der Thür seitlich eine Kammer mit gegen den Kanal erhöhter Sohlenlage angelegt werden.

Die Fig. 380—382 stellen eine Spülthür mit einfacherem Mechanismus zum Oeffnen dar. Letzterer besteht nur aus einer Spreizte, welche in diagonaler Richtung eingelegt, und am anderen Ende flach eingehakt ist (auch lose eingelegt werden kann); das Ausheben der Spreizte erfolgt mittelst eines Handgriffs, auf dessen Drehachse ein Excenter (oder unrunde Scheibe) sitzt. Ohne besondere Dichtung hergestellt, gewährt diese Konstruktion nur einen mangelhaften Verschluß. Schlüß der Thür gegen den Wasserstrom ist unausführbar.

Vollkommener ist die Konstruktion Fig. 383—385, welche von der Kanalisation Danzigs entnommen ist. Der sich gegen die Schlagleiste legende Umfangstreif der Thür ist im Querschnitt dreieckig gestaltet und wird in eine mit Blei ausgefüllte Nut gepreßt. Das hintere Ende der Spreizte ist mit einer Zahnstange verbunden, die durch ein kleines, von oben aus bewegtes Triebad vor- und zurückgeschoben wird. Es würde einfacher gewesen sein, die Spreizte mit dem Zahnräder zu verbinden und die Zahnstange festzulegen; dabei würde aber der Druck, den die Zahnstange auf die Spreizte und diese auf die Thür überträgt, geringer, mithin die Dichtung weniger vollkommen sein, als bei der gewählten Ausführung. Vor dem Strom bewegt sich die Spreizte mit der Zahnstange selbstthätig zurück. Es ist möglich, die Thür gegen den Wasserstrom zu schließen. Solcher Schlüß ist auch ausführbar bei der Konstruktion nach Fig. 386—388, die jedoch bezüglich der Auslösung der Spreizte, wie mit Bezug auf die Mängelhaftigkeit der Dichtung mit Fig. 380—382 übereinstimmt. Soll die Thür gegen den Wasserstrom geschlossen werden, so wird das hintere Ende der Spreizte mit einem Schlitten verbunden, der durch ein kleines Getriebe längs einer festliegenden Zahnstange vorgeschoben wird.

Eine von der Wiesbadener Kanalisation entnommene Spülthür, bei welcher die Anwendung der durch ihre Länge — und oft auch durch schlechten Gang — unbequemen Zahnstange vermieden ist, zeigen die Fig. 389 und 390. Die Thür wird durch ein Triebwerk mit Schneckenrad bewegt. Die Schnecke ist aber zum Ausrücken eingerichtet, damit die Oeffnung der Thür, um nicht zu lange Zeit zu erfordern, auch ohne Benutzung der Schnecke geschehen kann. Die Festhaltung der Thür in geschlossener Lage erfolgt durch Vorlegen eines Eisenstabes, dessen eines Ende in eine am Rahmen befestigte Oese eingreift, während das andere einen Handgriff hat, durch dessen Drehung der Verschluß aufgehoben wird.

Fig. 380—382.



§ 362. Schieber sind durch den dichten Schluß, den sie gewähren, im Vorteil vor Klappen; dagegen durch die Langsamkeit, mit der die Oeffnung freigelegt wird, und die Höhe, welche sie zur Freilegung bedürfen, im Nachteil gegen Spülthüren. Zuweilen wird es ein Vorteil sein, durch Schieber die Größe der Abflußöffnung genau regeln zu können, dagegen ist schwerer Gang der

Fig. 383—385 *).

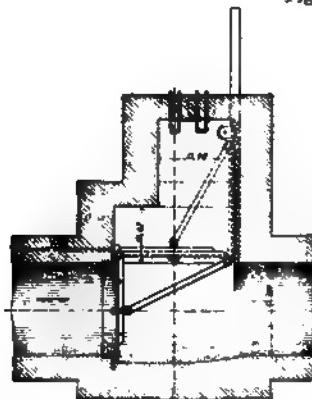
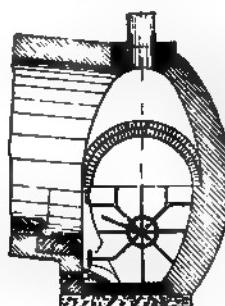


Fig. 386—388.



Schnitte 47

Schieber immer ein Nachteil. Die Bestimmung der Stelle, an der ein Schieber angebracht werden kann, ist von Beschränkungen, welche für die Anbringung von Klappen oder Spülthüren bestehen, frei. — Schieber, die in Schmutzwasserleitungen angebracht werden, sollen möglichst frei anliegen, jedenfalls nur Führungen von

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

geringer Länge (sogenannte Keilverschlüsse) haben, auch um die Schmutzeinlagerungen zu beschränken. Von letzteren ist um so mehr für die Gangbarkeit der durch Spindel bewegten Schieber zu fürchten, als die Spindel fast unvermeidbar mehr oder weniger exzentrisch liegt, und als mittelst derselben bei Bewegungen nicht nur Zug, sondern auch Druck auf die Schieber ausgeübt wird, Schieberspindeln daher leicht verbogen werden.

Werden Schieber zum Verschluß sehr großer Kanäle angewendet und soll die Öffnung gewöhnlich geschlossen gehalten werden, trotzdem aber für einen geringen Abfluß dauernd Gelegenheit gegeben sein, so läßt sich diesen Ansprüchen in der Weise genügen, daß in dem großen Schieber ein kleiner angebracht wird, dessen Schluß auf Notfälle beschränkt bleibt. Ein solcher sekundärer Schieber (oder eine Drehklappe) kann auch dem ferneren Zwecke dienen, den Hauptschieber, wenn derselbe bewegt werden soll, zu entlasten.

Schieber aus Eisenblech werden leicht verbogen und rosten; sollten daher darauf beschränkt sein, nur für vorübergehende Zwecke und da, wo es auf dichten

Fig. 390 u. 390*

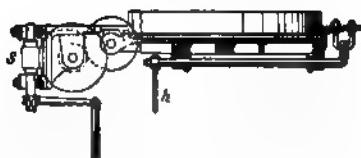
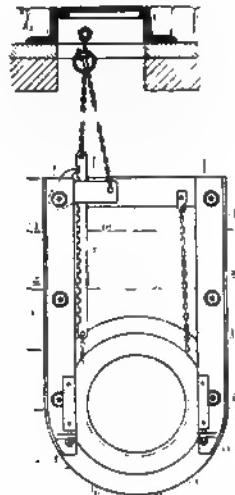


Fig. 391 u. 392.



Abschluß nicht ankommt, benutzt zu werden. Gussfeinerne Schieber mit Dichtungen aus Messing u. dergl., und Führung der Spindel aus Messing können weitergehende Ansprüche erfüllen. Um guten Schluß der Schieber zu erreichen, werden einerseits am Schieber und andererseits an dem Rahmen desselben keilförmige Körper angebracht, wodurch nutenförmige Führungen ganz vermieden werden können.

Je nach den Mitteln, die zur Bewegung eines Schiebers benutzt werden, unterscheidet man: a) Schieber mit Handbewegung, wobei letztere entweder mittelst einer Stange oder mit Kette bewirkt werden kann; b) Schieber mit Schrauben- spindelbewegung; c) Schieber mit Bewegung durch Schneckengetriebe und d) Schieber mit Kettenrollengetriebe.

Neben den genannten Schiebergattungen gibt es Drehschieber, wozu ein Beispiel in den Fig. 221 und 222 mitgeteilt ist; ein anderes Beispiel bieten Fig. 391 und 392. Es kommen auch Drehschieber in unmittelbarer Verbindung mit Klappen vor. Diese Zusammenstellung kann sich z. B. für Kanäle, die eine Sohlenrinne haben, eignen und dann so getroffen werden, daß die Sohlenrinne

durch einen Drehschieber verschließbar ist, der sich in seiner Ebene bewegt und in geöffnetem Zustande hinter der den Profilteil oberhalb der Sohlenrinne verschließenden Klappe (Thür), welche seitliche senkrechte Drehachse hat, liegt. Der Bewegungsmechanismus ist dann so zu gestalten, daß beim Öffnen zuerst der Schieber in die offene Lage gehoben und danach mit der Klappe zusammen ausgeschwenkt wird. — Wo für die Freilegung der ganzen Öffnung die Höhe fehlt, und gleichzeitig durch die Lage der betreffenden Stelle, oder durch die Form des Kanals die Anbringung einer Klappe auf Schwierigkeiten stößt, oder unmöglich ist, kann eine sogenannte Schieberklappe nach Geigerscher Konstruktion angewendet werden.

Fig. 393 u. 394*).

Fig. 395*)

Bei derselben geht der Schieber nur lose in Führungen, die sich am oberen Ende etwas erweitern, daher keinen dichten Verschluß gestatten. Er ist an steifen Winkelhebeln aufgehängt, die auf einer Achse stecken, welche ihre Bewegung von außerhalb empfangen. Sobald beim Anheben des Schiebers derselbe die Führungsleisten verlassen hat, wird er von den hinteren Armen der Winkelhebel unterstützt, und nun durch weiteres Drehen der Achse in die wagrechte Lage gehoben.

Fig. 396.

Als Beispiele für Handzugschieber werden die Fig. 393-395 mitgeteilt. Letztere ist nach Geigerscher Konstruktion ausgeführt. Schieber, durch Handzug bewegt, lassen sich zwar rasch öffnen und schließen, können aber gerade deshalb eine geringe Größe nicht überschreiten; sie reichen höchstens für Öffnungen bis 0,6 m Weite beim Kreisprofil, und der etwa gleichen Größe von 0,5/0,75 m beim Eiprofil 3/2 aus.

Einen Schieber mit Schraubenspindelbewegung zeigt Fig. 396. Die stark exzentrische Lage der Schraubenspindel bringt leicht „ecken“ des Schiebers mit starker Abnutzung und Undichtwerden hervor; eine möglichst nahe an die Schieberachse gerückte Lage der Schraube würde eine Verbesserung bilden.

Ein Schieber mit Bewegung durch Schneckengetriebe (nach Geigerscher Ausführung) ist in den Fig. 397 und 398 mitgeteilt. Der Antrieb erfolgt von oben, wo auch ein Zeigerwerk angebracht ist, das die jeweilige Stellung des Schiebers ersichtlich macht. Vorteile dieser Konstruktion bestehen darin, daß die Kraft zur Bewegung des Schiebers in der Schwerpunktsachse angreift, und die Schnecke in ein abgedichtetes Gehäuse aus Gußeisen eingeschlossen ist, welches Zutritt von Schmutz verhindert.

Bei großen Schiebern, die ein beträchtliches Gewicht erreichen, werden zur Ersparnis an Kraft, bezw. zur Vergrößerung der Geschwindigkeit der Schieberbewegung wohl Gegengewichte angebracht, welche an Ketten hängen, die über Rollen laufen, und deren Enden am Schieber unmittelbar befestigt sind. Bei Schiebern mit Schneckengetriebe ist wegen des hohen Reibungsverlustes der er-

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

forderliche Kraftbedarf sehr groß und dazu die Bewegungsgeschwindigkeit sehr gering.

Beispiele eines Schiebers mit Kettenrollengetriebe bieten die Fig. 399 und 400, welche ebenfalls eine Geigersche Konstruktion darstellen.

Fig. 397 u. 398*)

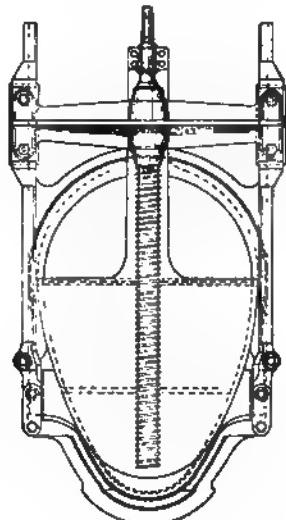


Fig. 399 u. 400*).

Schieber mit Kettenrollenzug sind rascher zu bewegen als solche mit Schrauben-
spindel oder Schnecke, und erfordern dazu viel geringere Kraft, weil der Reibungs-
widerstand klein ist. Letzterer wird durch Hinzufügung von Gegengewichten
noch verringert. Die Geschwindigkeit der Bewegung übertrifft die der Schieber
mit Schneckengetriebe um das 15—20fache. Die Dauer, während welcher bei vollem
Wasserdruck ein Schieber für einen Kanal nach Eiprofil 3,2 ganz gezogen werden
kann, soll — nach den Angaben in dem Geigerschen Prospekt — nur 5—6 Sekunden

betragen. Der Antrieb kann sowohl unterirdisch als von oben geschehen; er erfolgt durch Kegelräder mit starker Uebersetzung. Kettenrollengetriebe bedürfen, um das dauernd gute Zusammenwirken der Kette mit den entweder in den Rollengründen angebrachten Verzahnungen, oder mit Stiften am Rollenumfange zu sichern, sehr exakte Ausführung, besitzen dann aber auch, besonders in der Einfachheit des Bewegungsmechanismus, einen großen Vorzug.

2. Kapitel.

Verschlüsse als Mittel gegen Ueberflutungen durch Rückstau aus offenen Gewässern oder Straßenkanälen.

§ 363. Gegen Ueberflutung des Kanalnetzes durch Hochstände von Gewässern aus, in welche Regenkanäle ausmünden, werden meist Dammbalken oder Verschlüsse aus eisernen Platten zwischen Führungen, wie sie bereits im Abschnitt XX mehrfach vorgeführt sind, angewendet; Notauslässe erhalten gewöhnlich Schieberverschlüsse. Aber außer Dammbalken- und Plattenverschlüssen lassen sich zu Verschlüssen von Regenkanälen und Notauslässen auch mehrere der im vorstehenden Kapitel vorgeführten Klappen-(Thür-) Konstruktionen, sowohl als zwangsweise als auch als selbstthätig wirkende verwenden. Bei letzterer Ausführung nimmt man aber eine gewisse Unsicherheit für Wirksamkeit der Klappe im gegebenen Augenblick in den Kauf; es sind daher Klappenverschlüsse, die einzig durch Selbstthätigkeit wirken, nur da anwendbar, wo die Ueberflutungsgefahr sehr gering ist, bezw. durch Eintritt derselben nur unerheblicher Schaden verursacht werden kann. Besser sind diejenigen Verschlüsse, welche außer zur Selbstthätigkeit zur zwangsweisen Wirkung eingerichtet sind. Nur ist es eine unerlässliche Forderung, daß die Stellen, von welchen die Bewegungsmechanismen der Verschlüsse in Thätigkeit gesetzt werden, so liegen, daß sie zu jeder Zeit bequem erreicht werden können.

Welche von den im 1. Kapitel vorgeführten Sperrvorkehrungen im Einzelfalle anwendbar ist, und welche Vorschriften für die Bedienung derselben zu erlassen sind, hängt durchaus von den Besonderheiten des einzelnen Falles ab.

Ob in den Anschlußleitungen der Grundstücke Verschlüsse gegen Ueberflutungen angelegt werden müssen, oder nicht, ist durch die zu erwartende höchste Lage des Wasserspiegels in dem aufnehmenden Straßenkanal bestimmt, die daher bekannt sein muß. So weit diese Lage nicht schon durch die Oberkante von Einsteigeschächten und Sinkkästen, die sich in der Straßenfläche finden, gegeben ist, empfiehlt es sich sehr, daß dieselbe seitens der städtischen Verwaltung an geeigneten Stellen der Straßenfronten durch unveränderliche Marken möglichst zahlreich angegeben wird.

§ 364. Unter den bereits bekannten Grundstücken wird es vielleicht eine Anzahl geben, die in der Lage ist, bei Einrichtung unterirdischer Entwässerung wegen dem durch Ortsstatut oder Polizeiverordnung vorgeschriebenen zwangsweisen Anschluß an dieselbe an die Stadt Entschädigungsansprüche zu erheben. Das ist z. B. möglich, wenn jene bereits eine gute Entwässerung nach einem benachbarten offenen Gewässer, oder eine sonstwie eingerichtete besitzen, und der Anschluß an die von der Stadt angelegte ihnen außer Kosten eine Verschlechterung

des bisherigen Zustandes etwa dadurch bringt, daß die Vorflut zu dem Straßenkanal weniger günstig als bei der alten aufzugebenden Einrichtung ist, sie daher durch den Anschluß vielleicht der Gefahr von gelegentlichen Kellerüberschwemmungen unterworfen werden. In solchen, allerdings wohl nur ausnahmsweise vorkommenden Fällen tritt leicht eine Kollision des Privatrechts des Einzelnen mit dem öffentlichen Recht der Stadt ein, wobei letzteres vielleicht dem ersteren weichen muß*). Derartige Fälle bedürfen daher der vorgängigen genauen Feststellung und vertragsmäßiger Erledigung, wobei die Stadt wohl immer vermöge des Umstandes im Vorteil sein wird, daß das Vorflutrecht des Eigentümers auf Meteorwasser beschränkt ist, demselben daher die Abführung von häuslichen Schmutzwässern auf anderem Wege als durch den Straßenkanal durch Polizeiordnung untersagt werden kann. Zuweilen wird die Möglichkeit gegeben sein, die Entstehung eines Streites dadurch zu vermeiden, daß man für die betreffende Strecke anstatt des normalen Profils ein Profil des Straßenkanals wählt, das eine ausreichende Tieferlegung des Wasserspiegels ermöglicht: gedrücktes Profil anstatt eines überhöhten. Es wird hierzu auf die S. 461 bezüglich einer Anzahl von Profiltypen gelieferten Nachweise Bezug genommen. Uebrigens kann, auch wenn einzelne Grundstücke bereits mit Entwässerungseinrichtungen versehen sind, die Stadt den Anschluß an eine für die Allgemeinheit geschaffene neue Einrichtung in dem Falle erzwingen, daß nicht zweifelose Sicherheit darüber besteht, daß die vorhandene Einrichtung dem öffentlichen gesundheitlichen Interesse in mindestens demselben Maße als ein Anschluß an die neue Anlage entspricht.

Wo besondere Vorfluteinrichtungen nicht bestehen, oder wo die Vorflut, wie es gewöhnlich der Fall ist, durch die Straßenrinnen geschaffen wird, die eine höhere Lage als die am tiefsten liegenden Räume auf dem Grundstücke haben, kann die Stadt aber die höchste Lage des Wasserspiegels im Straßenkanal ohne Rücksicht auf das private Interesse einzelner Besitzer so bestimmen, wie es dem Interesse der Allgemeinheit (dem sogenannten öffentlichen) am besten entspricht. Dies wird in der Regel zur Folge haben, daß für eine Anzahl von Grundstücken die Möglichkeit der Kellersohlenentwässerung, auf welche vom gesundheitlichen Standpunkt großer Wert zu legen ist, ausgeschlossen ist, bezw. daß wenn die Möglichkeit auch dazu zeitweilig gegeben ist, sie für Zeiten erhöhter Wasserstände im Straßenkanal nicht besteht. Für solche Grundstücke sind besondere Einrichtungen zu treffen. Gewöhnlich wird nur diejenige Lage des Hochwassers im Kanal einigermaßen bekannt sein, welche bei häufiger wiederkehrenden starken Regenfällen sich herausstellt. Um gegen die Unsicherheiten, die hierbei bestehen können, und gegen ein gewisses Mehr Deckung zu haben, empfiehlt es sich, mit einer um 0,25—0,5 m höheren Spiegellage zu rechnen.

§ 365. Die vollkommenste Einrichtung ist unter solchen Umständen die, daß auf den freien Abfluß von der Kellersohle verzichtet wird, und entsprechend hoch liegende Ausgußbecken an den Wänden der Kellerräume angebracht werden. Ist aber der Fall einer Kellerüberschwemmung von einem offenen Gewässer aus nur in langen Zeitabständen zu erwarten, so kann es sich empfehlen, eine Abflußleitung von der Kellersohle, und daneben eine zweite Ableitung in gesicherter Höhenlage anzubringen: erstere zur regelmäßigen, letztere nur zur Benutzung in Notfällen. Die tieferliegende Leitung muß mit einer sicher wirkenden Absperrvorrichtung versehen sein.

*) Vergl. eine Entscheidung des preußischen Oberverwaltungsgerichts vom Jahre 1896, inhaltlich mitgeteilt in: Deutsche Bauzeitg. 1896, S. 179.

Liegen die Keller so tief, daß sogar mit einem gelegentlichen Austritt von zurückfließendem Kanalwasser aus hoch angebrachten Ausgußbecken gerechnet werden muß, so sind die betreffenden Räume von der Entwässerung entweder ganz auszuschließen, oder es ist unter den Becken eine Absperrvorrichtung anzubringen. Dann befinden sich diese Grundstücke mit Bezug auf Sicherheitsvorkehrungen gegen Ueberflutungen vom Straßenkanal aus in derselben Lage wie diejenigen, die in gewöhnlichen Zeitläufen freien Abfluß von der Kellersohle haben, dagegen zu Zeiten von Hochständen des Wassers im Straßenkanal der Gefahr des Eindringens von Kanalwasser in die Kellerräume ausgesetzt sind.

Die Einrichtungen zu vorübergehenden Absperrungen der Grundstücke können sowohl in der Straße als auf den Grundstücken selbst angebracht werden. Bei der Lage in der Straße würde die Handhabung derselben naturgemäß Aufgabe der Stadtverwaltung sein, während bei Lage auf den Grundstücken die Bedienung der Sperrvorkehrungen dem Eigentümer zufällt. Da mit der Bedienungspflicht die Verantwortlichkeit für etwaige Unterlassungen oder Fehler, und folglich eine Schadensersatzverbindlichkeit verknüpft ist, wird die Stadt die Verlegung der Absperrvorrichtungen im Straßengrunde, bezw. die Bedienung derselben selbstverständlich ablehnen. Sie braucht sich in die Lösung dieser Aufgabe überhaupt nicht einzumischen, sondern kann, wenn nicht das höhere Interesse des Schutzes von Gesundheit und Eigentum bei ihren Maßnahmen den Ausschlag giebt, es vollständig dem Belieben der Eigentümer überlassen, ob und welche Einrichtungen sie gegen etwa zu erwartende Ueberflutungsgefahren ihrer Grundstücke treffen wollen. Aber bei diesen, der Bestimmung des Einzelnen völlige Freiheit lassenden Verfahren verbleibt der Stadt wenigstens die moralische Pflicht, Einiges zu thun, wodurch der häufigen Wiederkehr von Ueberschwemmungen einzelner Grundstücke vorgebeugt wird, und die Folgen von Egoismus, Geiz oder Nachlässigkeit des Einzelnen auf das Kleinstmaß eingeschränkt werden. Die Stadt kann vorschreiben, und es besteht auch in einzelnen Städten eine derartige allgemeine Vorschrift, daß die Anschlußstelle eines Grundstücks an den Straßenkanal über der Spiegellage des gewöhnlichen Hochwassers im Kanal vor dem Grundstück erfolgen muß. Diese Vorschrift gilt z. B. auch in Berlin.

§ 366. Eine wichtige Vorfrage bei dem Schutz einzelner Grundstücke gegen Ueberflutungen betrifft Lage und Zahl der Absperrvorrichtungen, d. h. ob das Grundstück im ganzen gegen den Straßenkanal absperrbar zu machen ist, oder ob es sich nur um die Sperrung einzelner Leitungen im Innern des Grundstücks handelt? Diese Frage entscheidet sich im wesentlichen nach der Art der Stadtentwässerung. Werden in dieselbe nur die von den Grundstücken abfließenden Küchen- und sonstige Schmutzwasser aufgenommen und ist die Aufnahme von Dach- und Hofwasser ausgeschlossen, so steht gewöhnlich nichts entgegen, das Grundstück im ganzen — d. h. an einer einzigen Stelle abzusperren. Das Leitungsnetz auf dem Grundstück muß dann nur denjenigen Inhalt besitzen, damit es die während der dauernden Absperrung auf demselben erzeugten Schmutzwasser festhalten kann. Der hierzu nötige Fassungsraum wird bei der gewöhnlichen Grundstücksgröße leicht vorhanden sein, muß aber in Zweifelsfällen durch Rechnung ermittelt, und die danach sich ergebende Weite der Leitungen ausgeführt werden. Unter Umständen, z. B. wenn auf dem Grundstück alte verlassene Gruben u. s. w. mit ausreichender Höhenlage bestehen, können diese zur vorübergehenden Entlastung des häuslichen Leitungsnetzes benutzt werden.

Anders in dem Falle, daß in die Straßenkanäle außer häuslichen Schmutzwassern auch die Dach- und Hofwasser Einlaß erhalten. Denn nun entzieht sich

die von dem Leitungsnetz auf den Grundstücken während einer aufgehobenen Verbindung mit dem Straßenkanal aufzunehmende Wassermenge jeder sicheren Berechnung, und es müssen daher entweder für rechtzeitige geordnete Entlastung Vorkehrungen getroffen werden, oder es ist nicht angängig, eine für alle Wassertypen gemeinsame Absperrvorrichtung anzurufen. Geschieht ersteres nicht, wird aber trotzdem eine gemeinsame Absperrung eingerichtet, so sind mit Sicherheit gelegentliche Ueberflutungen von Kellern und selbst höher liegenden Geschossen zu erwarten; desgleichen Ueberschwemmungen der Höfe, die von den in diesen etwa sich findenden Sinkkästen oder Einlässen ausgehen. Eine große Zahl von Kellerüberschwemmungen kommt erfahrungsmäßig auf die häufige Nichtbeachtung dieser Thatsache, bezw. auf Mängel der gewöhnlichen Absperreinrichtungen zurück. — Die Einrichtung mehrerer Absperrungen, d. h. der Sperrung einzelner Zweigleitungen auf den Grundstücken bringt den Vorteil mit sich, daß die Abflüsse von den hochliegenden Abflussstellen von der vorübergehenden Absperrung der tiefliegenden Leitungen unberührt bleiben.

Wenn Ueberflutungsgefahr von in der Nähe befindlichen Gewässern aus besteht, so wird man die Keller dadurch besonders schützen, daß man für diese eine mit Verschlußeinrichtung ausgestattete Nebenableitung, die in die Anschlußleitung wieder einmündet, anlegt.

§ 367. Eine andere Frage bei Anlage von Absperrungen auf Grundstücken geht dahin: ob die Absperrungen als Regel in, oder außer Wirksamkeit sein sollen? Diese Frage greift in die andere hinein: ob die Absperrungen zur selbstthätigen oder zwangswise Thätigkeit einzurichten sind? Theoretisch ist der Zustand, daß die Absperrungen sich nur in Notfällen in Wirksamkeit befinden, und daß sie in solchen selbstthätig wirken, der vollkommenste. Dies gilt aber nur unter der, selbst bei großer Sorgfalt der Bedienung unzulässigen Voraussetzung, daß entweder die selbstthätigen Sperrmittel völlige Sicherheit der Funktionierung besitzen, oder daß die Gewähr besteht, daß die zwangswise thätige Absperrung immer rechtzeitig geschlossen wird. Letztere Gewähr kann aber nicht geboten werden, schon weil heftige Regenfälle auch während der Nachtstunden stattfinden, und dann unbemerkt oder in ihrer Bedeutung für die Straßenkanäle unterschätzt, vorübergehen können. Daneben muß mit Vergeßlichkeit oder Bequemlichkeit der Beauftragten, und endlich mit der Möglichkeit des Versagens der Sperrmittel im gegebenen Augenblick gerechnet werden. Gerade das letztere Moment fällt sehr ins Gewicht vermöge der Erfahrung, daß alle nicht in regelmäßiger Benutzung stehenden mechanischen Hilfsmittel, je seltener sie gebraucht werden, um so leichter in Unordnung geraten. Da ferner wohl von keinem der bisher bekannten Absperrmittel dauernd vollständige Sicherheit des Ganges erwartet werden kann, so scheint der Zustand, daß die Sperrungen in der Regel geschlossen gehalten, und nur für den Zweck der Schaffung von Abfluß geöffnet werden, den Vorzug zu verdienen. Indessen erleidet diese Schlusfolgerung nach Rücksichten, die außerhalb der Sache liegen, Einschränkungen. Es ist dazu an den Umstand zu erinnern, daß durch die Beständigkeit des Abschlusses auch der Luftwechsel in den Leitungen geschädigt wird, es also bei Entscheidung der Frage auch auf die Art und Weise, wie die Einrichtungen zur Lufterneuerung in den häuslichen und Straßenleitungen getroffen sind, ankommt.

§ 368. Zum Verschluß einzelner Leitungen sind die in den Fig. 338—348 oben mitgeteilten Hähne und Kugelventile geeignet. Abgesehen von dem Verschluß Fig. 338, haben aber diese Konstruktionen insofern verschiedenen Wert, als sie sehr

ungleiche Höhen, bzw. ungleichen Raum zum Einbau erfordern. Je mehr zusammen gedrängt die Konstruktion, unbeschadet der Sicherheit für die Zweckerfüllung ist, um so mehr ist die Anwendung erleichtert. Daneben ist indes besonders der Umstand zu berücksichtigen, ob die Durchbildung so beschaffen ist, daß der Ablagerung von Schmutzstoffen ausreichend entgegengewirkt ist, und wenn solche stattgefunden haben, sie sich leicht entfernen lassen. Ablagerungen, durch die auch die Wirksamkeit des Verschlusses selbst aufgehoben werden kann, werden am wirksamsten dadurch verhindert, daß die Wassergeschwindigkeit beim Durchpassieren möglichst groß ist und keine, zu Ablagerungen geeignete, für andere Zwecke unnötigen Hohlräume vorkommen. Die Wassergeschwindigkeit wird erhöht, wenn in der Konstruktion selbst einiges Gefälle vorhanden ist; unter Umständen genügt es, daß das Gefälle schon vor der Absperrvorrichtung eingelegt wird. Bei Verschlüssen, die nahe unter Fußboden- oder Hofeinlässen liegen, kann es jedoch schwierig oder unmöglich sein, selbst nur ein mäßiges Gefälle in dem Verschluß selbst zu schaffen. Bei solchen Verschlüssen muß deshalb besonderer Nachdruck auf die Sammlung der Schmutzstoffe an passenden Stellen gelegt werden. Nach den hervorgehobenen Gesichtspunkten beurteilt, ist den zu den Fig. 341, 344, 345, 346, 347 mitgeteilten Absperrvorrichtungen ein Vorzug vor den sonst vorgeführten beizulegen; es braucht jedoch kaum erwähnt zu werden, daß diese Beurteilung, da sie nur einen Gesichtspunkt unter mehreren berücksichtigt, für die schließliche Entscheidung nicht maßgebend sein kann.

Die als Fig. 360—375 oben mitgeteilten Klappenkonstruktionen eignen sich außer zur Absperrung von Einzelleitungen meist auch für Hauptleitungen, haben aber sehr ungleichen Wert. Allen selbstthätigen Klappen ist der Vorwurf zu machen, daß sie mangelhaft dichten, mehr aber noch, daß, wenn sie während eines Hochwasserstandes im Vorflutkanal durch einen von der Rückseite kommenden Wasserdruck öffnen, der Schluß der Klappe so lange nicht wieder erfolgt, als der Hochwasserstand anhält. Diese Klappen sind daher nur mit großer Vorsicht anzuwenden und immer auszuschließen, wenn nur die entfernte Möglichkeit besteht, daß hinter ihnen aus irgend einer Ursache Wasseraufstau stattfinden könnte, daß also der Ausfluß nicht in demselben Maße erfolgt wie der Zufluß. Hierfür kann, bei der Möglichkeit des Versagens der Klappe aus irgend einer Ursache keine Gewähr vorhanden sein, und es ist damit den selbstthätigen Klappenkonstruktionen für Verwendungen an Stellen, an welchen zweiseitiger Aufstau erwartet werden muß, das Urteil gesprochen. An solchen Stellen erscheinen höchstens Klappen zulässig, die außer zur Selbstthätigkeit auch zum zwangsweisen Verschluß eingerichtet sind. Die Klappe Fig. 366 ist so gut wie wertlos; sie wird da, wo sie ursprünglich eingeführt war, später häufig wieder beseitigt, schon weil sie leicht die Gangbarkeit verliert und dann nur abfluss hindernd wirkt. Mehr Gewähr für dauernden Gang mag die in Fig. 367 dargestellte Behnsche Klappe bieten; auch mag das Material, aus welchem sie hergestellt ist, einen dichteren Schluß verbürgen; doch kann hierüber erst durch längere und vielseitige Verwendung Gewißheit erlangt werden. Größere Sicherheit der Wirkung gewährt die Klappenkonstruktion Fig. 371, 372; doch ist auch hier die Sicherheit nicht bedingungslos vorhanden. Nach allem diesem muß der einen oder anderen von den, auch zur zwangsweisen Wirkung eingerichteten Klappen, Fig. 368, 370, 373 und (unter Voraussetzung einer schon oben berührten Abänderung) auch Fig. 374, 375 der Vorzug zugesprochen werden. Alle vier besitzen, auch mit Bezug auf die Art und Weise, wie für Raschheit des Durchflusses, bzw. für unschädliche Ablagerung von Sinkstoffen vorgekehrt ist, Vorzüge; in diesem Punkte ist aber die Konstruktion Fig. 373 den anderen überlegen.

Mit der Klappe Fig. 371, 372 ist diejenige nach Fig. 377 insofern verwandt,

als der Schluß derselben dort durch das Gewicht eines Hebels der einen Schwimmer trägt, hier durch ein an einem Hebel wirkendes Gewicht erreicht wird; indes muß bei der senkrechten Anordnung der Klappe nach Fig. 377 das Belastungsgewicht ziemlich bedeutend sein, wenn dasselbe sicher wirken soll.

Wenn Sicherheit der Bedienung besteht, dürften die Klappen Fig. 368, 370 und 373 die meiste Empfehlung verdienen.

Zum Absperren von Grundstücksanschlüssen kommen von Schiebern nur die mit Handzug oder Schraubenspindel zu bewegenden von geringer Größe, Fig. 391 bis 396, in Betracht. Neben dem Vorzuge des dichten Schlusses ist als Mangel der Schieber zu berücksichtigen, daß bei längerem Offenstehen in den Führungen Ablagerungen entstehen, die im gegebenen Augenblick den Schluß des Schiebers verhindern können. Bei dem durch Schraubenspindel bewegten Schieber wird jedoch in der Regel der Schluß herstellbar sein, abgesehen nur von dem Falle, daß die Ablagerungen aus schweren mineralischen Sinkstoffen bestehen, die nicht ausweichen. Die Gebrauchsfähigkeit der Schieber mit Handzug in Grundstücksleitungen ist beschränkt; die geringste Sicherheit für steten Gang bietet der durch Kettenzug bewegte Drehschieber Fig. 391 und 392, da dessen Schluß einzig durch Wirkung des Eigengewichts erfolgt.

§ 369. Von den nur für größere Kanäle und Regenauslässe in Frage kommenden Klappen (Thüren) nach Fig. 377 und 378, 379 dürfte die Konstruktion nach Fig. 377 den Vorzug verdienen, da der Mechanismus zum Festhalten dieser Thür in geschlossener Lage derber und einfacher, daher auch weniger leicht der Gefahr des Versagens ausgesetzt ist, als der leichte, dabei etwas verwickelte und einer sehr genauen Regelung bedürfende Mechanismus in Fig. 378, 379. Außerdem untersteht dieser Mechanismus als ein selbstthätiger den vielfach hervorgehobenen allgemeinen Bedenken, die bei seltener Wirksamkeit praktisch werden.

Ueber die Benutzung der in den Fig. 397—400 vorgeführten Konstruktionen größerer Schieber zu Absperrungen von Kanälen bedarf es nach dem, was bisher mitgeteilt ist, weiterer Besprechung nicht.

3. Kapitel.

Einrichtungen zum Spülen der Kanäle.

§ 370. Auch wenn die Kanäle ausreichendes Gefälle besitzen, um Sinkstoffe mit fortzuführen (§ 265), sind Spüleinrichtungen notwendig, weil die Kanalwasser schleimige Stoffe, Fette und Seifen enthalten, die an den Kanalwänden festkleben, beim Sinken des Wasserspiegels in Fäulnis übergehen, antrocknen, verstäuben, und zum Verschlechtern der Kanalluft beitragen können. Die Beschaffenheit der Kanalluft wird durch Spülungen auch in der Weise günstig beeinflußt, daß der Spülstrom nicht nur die über demselben liegende Luftsicht mitreißt, sondern vermöge der Ansaugung, welche stattfindet (vergl. § 81 ff.), auch frische Luft durch die Verbindungen der Kanäle mit dem Freien in dieselben einführt. Endlich mag die zeitweilige Reinigung der Kanalwände durch das Spülen sich auch als günstig für die Erhaltung der Kanäle erweisen, während sie für die Betriebsarbeiter die Gefahren vermindert.

Mehr oder weniger energische Spülungen der Kanäle ergeben sich bei stärkeren Regenfällen. Da solche jedoch sehr unregelmäßig stattfinden, und

während Perioden der Dauer vieler Wochen ganz unterbleiben können (§ 112), darf bei Einrichtung eines gut geordneten Kanalbetriebes auf solche natürlichen Spülungen keine Rücksicht genommen werden. Von größerem Wert als die Spülung, welche sich bei Regenfällen ergiebt, sind Regenfälle vielleicht für die Lufterneuerung in den Kanälen, da mit dem Regenwasser auch beträchtliche Mengen von Luft durch Mitreißen (Ansaugen) insbesondere durch die Regenrohre und Sinkkästen eingeführt werden.

§ 371. Für künstliche Spülungen können benutzt werden: a) Wasser aus offenen natürlichen Behältern, auch Seen oder Flusläufen, deren Spiegel über der Kanalsohle liegen. Die Benutzung solcher Wasser wird in der Regel den Vorteil bieten, daß die Spülwassermenge unbeschränkt ist, zuweilen auch den anderen, daß das benutzte Spülwasser am unteren Ende des Kanals wieder in denselben Behälter, See oder Fluslauf — bzw. auch einen anderen — abgegeben werden kann. Dies wird leicht erreichbar sein, wenn der betreffende Fluslauf Stauwerke enthält. Ob es zulässig bzw. möglich ist, daß bei hohen Wasserständen in dem Behälter der Eintritt des Spülwassers in den Kanal selbstthätig erfolgt, oder zur Selbstthätigkeit einrichtbar ist, umgekehrt bei höheren Wasserständen im Kanal, selbstthätiger Uebertritt des Wassers in den Behälter stattfinden kann, oder darf, hängt durchaus von örtlichen Verhältnissen ab. Zuweilen wird es angängig sein, kleinere Bäche, die das Stadtgebiet durchziehen, unmittelbar, bzw. durch Aufstau für den Spülzweck zu benutzen, oder auch nur mittelbar durch Aufnahme derselben in die Kanalisation, und durch letztere Benutzungsweise für Spülung der betreffenden Kanalstrecken ausreichend zu sorgen. — Ein eigenartiges Beispiel der Benutzung von Fluswasser zu Spülzwecken liegt in Neiße vor. Dort wird durch Wasserkraft Fluswasser in einen hoch liegenden Spülbehälter gefördert. — Die Benutzung des Wassers von sogenannten Werkskanälen wird in der Regel besonders vorteilhaft sein. Es ist aber bei der Aufnahme von Wasser aus Bächen und Werkskanälen zu berücksichtigen, daß dadurch diese Wasser schließlich vielleicht einen anderen Verbleib erhalten, als vor Einrichtung des neuen Zustandes, und daß dadurch Rechtsfragen von großer Bedeutung angeschnitten werden können. Solche Fragen bedürfen der zuvorigen genauen Klärung.

Den vorgenannten Quellen für Spülwasserentnahme stehen in Bezug auf Ergebzigkeit und die Art und Weise der Nutzbarmachung Tideströme und Hafenbecken, in welchen ein höherer Wasserspiegel als der Ebbestand gehalten wird, gleich; man wird bei beiden jedoch in der Regel über ein höheres für den Ein- und Wiederauslaß des Spülwassers nutzbar zu machendes Gefälle verfügen, das auch den Vorteil hat, an einer Stelle konzentriert zu sein. Bei den Spülungen aus Hafenbecken hat man sich aber dem Hafenbetriebe eng anzupassen, was Unzuträglichkeiten für den Spülbetrieb ergeben kann.

b) Spülung mit dem Wasser künstlich geschaffener Behälter (Spülgalérien u. s. w.), die sich entweder selbstthätig mit an der Oberfläche zugeflossinem Wasser oder mit Grundwasser, das eventuell aus Drainagen zu gewinnen ist, oder aus sonstwie (auch durch Pumpenarbeit) zugeführtem Wasser füllen. Aus Drainagen entnehmbares Wasser mag in Oertlichkeiten mit hohem Grundwasserstande unmittelbar zur Verfügung stehen. Es wird dann am zweckmäßigsten in Kammern gesammelt, welche mit den Kanälen sperrbar zu verbinden sind; es kommt aber auch vor, daß geeignet liegende Kanalstrecken von großem Profil für den Nebenzweck eingerichtet werden, als Spülbehälter zu dienen (Beispiele liegen in Frankfurt a. M. und Köln vor). In Köln ist die Vereinigungsstelle von zwei größeren Kanälen als Spülkammer ausgebildet. Da die zur Verfügung stehende

Spülwassermenge gewöhnlich beschränkt sein wird, ist die Einrichtung eines planmäßigen, durch Jahreszeit und Witterungsverhältnisse bedingten Spülbetriebes vorzusehen.

c) Benutzung von sogenanntem Spritzwasser aus Straßenbrunnen, Ablaufwasser aus den Bassins von Strahlbrunnen (Fontänen), aus hydraulischen Kraftanlagen, Wasserdruckaufzügen, von Kondensationswasser aus Fabriken und (genügende Reinheit vorausgesetzt) auch von Fabrikwässern. Die auf solche Weise zur Verfügung stehenden Wassermengen sind in der Regel unzureichend, außerdem der Zeit nach wechselnd, so daß sie für sich allein zur Aufrechterhaltung eines geordneten Spülbetriebes ungenügend sind und der Ergänzung aus anderen Quellen bedürfen.

Was die Benutzung von Kondensationswässern und anderen heißen, übrigens reinen Fabrikwässern (auch Thermalwässern) zur Kanalspülung betrifft, so ist hier zunächst auf § 90 zu verweisen, und ergänzend auf ein von der Preußischen wissenschaftlichen Deputation für das Medizinalwesen am 11. Januar 1899 abgegebenes Gutachten, welches sich wie folgt ausspricht:

Der Einleitung heißer Wasser in Kanäle stehen Bedenken vorwiegend in dem Umstände entgegen, daß beim Mischen von höher temperiertem Wasser mit Kanalwasser ein rasches Austreiben stinkender Gase stattfindet, besonders wenn der Kanalinhalt sich in Ruhe befindet, wie z. B. in gestauten Haltungen, Sandfängen u. dergl. Direkte Beschleunigung der Fäulnis durch Einleitung von warmem Wasser sei an Stellen mit Stagnation, und an beschmutzten Teilen von Kanalwänden nicht zu erwarten, zu fürchten aber, daß durch die Erwärmung der Auftrieb der Kanalluft und die Bewegungsrichtung nach den Gebäuden, oder durch Öffnungen nach der Straße hin gefördert werden. Schädlich sei die Wirkung des Kanalwassers für die in den Kanälen beschäftigten Arbeiter wegen der durch Bildung stinkender Gase entstehenden Luftverschlechterung, und weil die Kanalluft mit Feuchtigkeit gesättigt sei. Unter solchen Umständen könnten schon Temperaturen von 25°(C.) die Thätigkeit der Arbeiter erschweren, sogar unmöglich machen; hinzu komme die Rücksicht auf die Schädigung der Kanäle durch physikalische und chemische Wirkungen der Wärme. In Berlin wurde als obere Temperaturgrenze von einzuleitendem Wasser 37,5° festgesetzt, die zu Bedenken zwar bisher keinen Anlaß gegeben habe; doch sei es erwünscht, unter dieser Grenze zu bleiben. Uebrigens könne die Frage, ob heiße Wasser eingeleitet werden sollen oder nicht? nicht allgemein entschieden werden, da das Mengenverhältnis, die Betriebszeiten, die Größe des als Vorflut benutzten Gewässers und noch eine Reihe anderer Umstände beteiligt seien, die der Würdigung im einzelnen Falle bedürften.

Meist nur zu notwendigen Ergänzungen, doch in manchen Fällen auch zur Deckung eines geringen Bedarfs kann Spülwasser entnommen werden:

d) aus einer vorhandenen Wasserleitung. Sofern es sich um eine Trinkwasserleitung handelt, wird die entnehmbare Menge vielfach zu gering sein. Genügen wird sie gewöhnlich nur zur Spülung der häuslichen Leitungen. Ueber jeden Ausguß (für Schmutzwasser) in Gebäuden muß sich dazu ein Zapfhahn für Reinwasser befinden. Für die Spülung der auf den Grundstücken im Boden — auch unter Kellersohle — liegenden Leitungen wird zweckmäßig das sogenannte Spritzwasser von Pumpen, die sich auf den Grundstücken befinden, benutzt, das aus den bei dem Brunnen anzulegenden Sinkkästen unmittelbar in die Leitungen gelangt. In einigen Städten besteht neben der Trinkwasserleitung eine sogenannte

Brauchwasserleitung, die speziell für den Dienst des Feuerlöschwesens, der Straßenreinigung und des Kanalbetriebes eingerichtet ist; in solchen Fällen wird der normale Bedarf wohl immer gedeckt sein. In Städten an der Seeküste (dies gilt namentlich für England) wird für die genannten Zwecke vielfach Meerwasser benutzt. In solchen Fällen darf, wenn für die Kanalwasser künstliche Reinigung eingerichtet ist, das Spülwasser nicht bis zur Reinigungsanlage geführt, sondern muß schon vorher aus den Kanälen wieder abgelassen werden, weil der Salzgehalt die Reinigung erschweren wird; letzteres gilt sowohl mit Bezug auf die Beschaffenheit als die Menge des zu reinigenden Wassers. Bei Reinigung durch Rieseln ist die Benutzung von Meerwasser zum Spülen ganz ausgeschlossen, weil der Salzgehalt die Vegetation auf den Feldern schädigen kann. Enthalten die Kanalwasser Schwefelsäure in einiger Menge, so kann die Zuführung von Meerwasser Ursache zur Bildung von Schwefelwasserstoff werden. — Die Spülung aus Trinkwasserleitungen hat in der besonderen Reinheit dieses Wassers einen beachtenswerten Vorzug.

Wenn auf keine der genannten Quellen für Spülwasser gegriffen werden kann, so gewährt eine gewisse Aushilfe:

e) die Benutzung des Kanalwassers selbst, d. h. Spülung mit sogenanntem eigenem Wasser. Diese Spülung ist immer minderwertig, einmal weil die Spülwassermenge gering, ferner, weil das Kanalwasser unrein ist, und gerade in Zeiten, wo die Spülung am notwendigsten ist, bei kleinstem Abfluß, auch die zur Verfügung stehende Spülwassermenge am kleinsten ist. Es bestehen aber mit Bezug auf dieselbe große Unterschiede. Muß das Spülwasser durch Aufstau in einer oberhalb liegenden Strecke gewonnen werden, so ist die Wassermenge dürfzig und ihre Wirkung gering, dazu vielleicht die Gefahr in den Kauf zu nehmen, durch Rückstau Kellertüberschwemmungen oder Schäden an den Grundstücksleitungen zu bewirken. Wenn aber das Kanalnetz größere Unterschiede in der Höhenlage aufweist, so daß es sich einrichten läßt, daß aus den höher liegenden Teilen Ablauf in die tiefer liegenden stattfindet (wie es sich am bequemsten bei zwei in Terrassenform nebeneinander liegenden Parallelsystemen der Leitungen ausführen läßt), so mag die Wirkung ausreichend sein, besonders in den engen Kanälen des tiefer liegenden Systems. Vielfach werden die Einstiegeschächte als Spülbehälter für eigenes Wasser benutzt.

§ 372. Der Bedarf an Spülwasser wechselt in sehr weiten Grenzen. Den größten Einfluß auf denselben übt der Wasserverbrauch in der Stadt aus, daneben der Umstand, ob Schwem-, ob Trennsystem, oder eine Zwischenform besteht. Ferner sprechen die Beschaffenheit der Kanalwände, die Form und Größe der Profile, das Kanalgefälle, die spezifische Beschaffenheit der Abwässer, die auch durch das Vorkommen oder Nichtvorkommen gewerblicher Betriebe, und durch noch andere Ursachen, wie z. B. die allgemeinen Witterungsverhältnisse u. s. w., beeinflußt wird, mit. Von noch mehr Einwirkung darauf ist die Wohndichte, der Umfang des Straßenverkehrs, die Beschaffenheit und der Reinheitszustand der Straßen, das Längen- und Quergefälle derselben, die Beschaffenheit und Bedienung der Einlässe, endlich die Einrichtung des Kanalbetriebes selbst. Durch Sorgfalt in der Straßenreinigung, in der Ausräumung der Ablagerungen, die in Einlässen, Einstiegeschächten und Kanälen stattfinden, ferner in den Ausgestaltungen der häuslichen Entwässerungseinrichtungen, kann sehr viel für den Reinheitszustand der Kanäle geschehen, wie ebenso sehr viel daran geopfert werden, und in demselben Maße erhöht, bezw. vermindert sich (bei Gleichheit der Ansprüche an den Reinheitszustand der Kanäle) der Bedarf an Spülwasser. Der hier berührte Zusammenhang zwischen demjenigen, was unter dem Sammelbegriff „allgemeiner Reinheitszustand einer Stadt“ zusammengefaßt werden kann und den Betriebskosten der Kanäle ist ein Punkt,

der vielfach nicht, oder nur sehr ungenügend gewürdigt wird, besonders in kleineren Städten, in welchen eine planmäßige feste Ordnung der genannten Aufgaben gewohnheitsmäßig, oft auch absichtlich, vermeintlich zu großer Kosten wegen, vernachlässigt wird. Für die Bestimmung des Umfangs der Spülung ist ferner bis zu gewissem Grade die Art und Weise maßgebend, in welchen die Stadt sich der Kanalwasser entledigt. Gehen dieselben ungereinigt in ein offenes Gewässer, so besteht keine Veranlassung, mit dem Spülwasser zu sparen; wenn aber die Kanalwasser gereinigt werden müssen, und dazu hohe Kosten erforderlich sind, kann dringende Veranlassung gegeben sein, die Spülungen möglichst einzuschränken. Dasselbe gilt, wenn die Kanalwasser nicht durch natürliches Gefälle fortgeschafft werden, sondern Luftverdünnung, oder Druckluft, oder Pumpenförderung benutzt werden muß. Dies ist auch, ohne den nötigen Reinlichkeitszustand der Kanäle zu schädigen, dadurch erreichbar, daß mechanische Reinigung (durch Abbürsten u. s. w. der Kanalwände) als bis zu einem gewissen Grade ausreichender Ersatz für Spülung eingerichtet wird. Ein vollständiger Verzicht auf letzteres Mittel ist überhaupt nicht angängig, wie ebensowenig ein vollständiger Verzicht auf Spülung; beide Mittel müssen Hand in Hand miteinander gehen. Großen Einfluß auf die Spülwassermenge übt endlich die Organisation des Betriebes der Kanäle. Besteht dafür eine feste Ordnung mit ständigem Personal, und ist die Thätigkeit desselben unabhängig von der Witterung geregelt, so daß z. B. für die Spülungen ein bestimmter Turnus eingerichtet ist, so wird der Wasserbedarf größer sein, als in dem Falle, daß die Betriebsorganisation locker, das Personal nicht ständig ist, und Zahl und Umfang der Spülungen sich ganz den besonderen Zeit- u. s. w. Umständen anbequemen müssen. Es braucht aber kaum hinzugefügt zu werden, daß die feste Organisation Besseres leistet als die lockere, erstere aber, damit sie nicht unverhältnismäßig teuer wird, eine gewisse nicht geringe Größe des Kanalnetzes voraussetzt.

§ 373. Nach den vorstehenden Rücksichten zeigt sich die Spülhäufigkeit in verschiedenen Städten sehr ungleich, und noch ungleicher die auf 1 Kopf der Stadtbewohnerschaft oder auf 1 m Leitungslänge in 1 Jahr entfallene Spülwassermenge. In Hamburg werden im geringsten Gefälle und ohne Gefälle liegende Kanäle alle paar Tage, andere in normalen Gefällen liegende große Kanäle nur in Zeitabständen von 1—3 Monaten gespült; die Hamburger Entwässerungsanlage besteht ausschließlich aus gemauerten Kanälen. — Danzig und Frankfurt a. M., welche neben gemauerten Kanälen Thonrohrleitungen in erheblichem Umfange besitzen, spülen etwa alle 3 Wochen. — In Berlin, dessen Entwässerungsnetz zu etwa 20 % der Länge aus gemauerten Kanälen und zu 80 % aus Thonrohrleitungen von 21—50 cm Weite besteht, wird etwa alle 12 Tage gespült, und der aus der öffentlichen Wasserleitung gedeckte Spülwasserverbrauch beläuft sich im Jahre auf 1700—1800 cbm für 1000 m Leitungslänge, oder nicht voll 1 cbm pro Kopf der Bevölkerung im Jahr. Indessen giebt diese Menge doch kein genaueres Bild der Wirklichkeit, da nicht unbedeutende (aber nicht näher bekannte) Mengen von Kondensationswasser in die Kanäle gelangen und ferner die aus zahlreichen Strahlbrunnen ablaufenden Wasser, die in den letzten Jahren 1000—1200 cbm für 1000 m Leitungslänge betragen haben. Aus den öffentlichen Pissoiren werden ebenfalls reichlich 1000 cbm Wasser auf 1000 m Leitungslänge berechnet, noch an die Kanäle abgegeben, das man, weil es in physikalischer Sinn kaum verunreinigt ist, ebenfalls als Spülwasser in Ansatz bringen kann. Danach empfangen 1000 m der Berliner Kanäle im Jahr insgesamt 3700—4000 cbm, oder pro Kopf der Bevölkerung 1,8—2 cbm Spülwasser. — In Köln wurden als Zuschuß zu der mit eigenem Wasser bewirkten Spülung für 1 km Leitungslänge nur 400 cbm Wasser aus der Wasserleitung verwendet.

In Heberleitungen, die mit geringem Unterdruck betrieben werden, ist Spülung kaum zu entbehren. Anders bei Leitungen, welche für Betrieb mit Presluft eingerichtet sind, und bei welchen die Fortschaffung des Inhalts stoßweise mit großer Geschwindigkeit erfolgt (System Shone). Bei dem nach Waringscher Bauweise ausgeführten Trennsystem, das mit natürlichem Gefälle arbeitet, werden (nach Angabe) am oberen Ende jedes Stranges Spülbehälter in der Größe von mindestens 1 cbm Fassungsraum angebracht und täglich 1—2 Spülungen mit dem Verbrauch von rund 2—4 l Spülwasser pro Kopf der angeschlossenen Bevölkerung vorgenommen. Diese — angeblichen — Mengen erscheinen nur ausreichend bei dem außergewöhnlich hohen Wasserverbrauch amerikanischer Städte und bei sehr engen Rohren und stellen nur einen gewissen „Zuschuß“ dar, der in deutschen Städten mit dem im allgemeinen viel geringeren Wasserverbrauch vielleicht auf das 2—3fache erhöht werden müßte.

§ 374. Den Spüleffekt aus dem Ausdruck der „lebendigen Kraft“ zu berechnen, die der auf einmal ein- oder abgelassenen Spülwassermenge innewohnt, geht nicht an, wie schon aus den Abschnitten, welche von den Gefällen und Profilen der Kanäle handeln, folgt, erklärt sich aber auch daraus, daß ein Spülstrom einer Welle zu vergleichen ist, die mit dem Abstande von ihrem Ausgangspunkte sich mehr und mehr abschwächt. Diejenige Länge, nach deren Erreichung die Wirkung des Spülstroms ungenügend zur Fortschaffung der Sinkstoffe wird, kann nur durch Versuche bestimmt werden. Da die Kenntnis dieser Länge nötig ist, um über den Abstand zwischen je zwei Spülanlagen bestimmen zu können, wird man über demselben wenigstens annähernd ins klare zu kommen suchen müssen. Zu große Abstände zwischen je zwei Anlagen zwingen zur Verstärkung des Spülstroms, d. h. zur Vergrößerung der Spülwassermenge. Zu geringer Abstand dagegen ermöglicht Ersparungen an der vorausgesehenen Menge des Spülwassers. Je nach den Profilgrößen und den Gefällen wechselt die Länge der Spülstrecken in sehr weiten Grenzen: von 80—1500 m. Als Beispiel sei angeführt, daß in den Pariser Kanälen Spülbecken großen Querschnitts von je 10 cbm Inhalt in Abständen von 250 m angelegt sind, nachdem durch Beobachtungen sich diese Länge als passende ergeben hatte. Ist man in der Bestimmung der Abstände der Spülbehälter nicht frei, so kann man ausreichende Spülungen langer Strecken dadurch erzielen, daß man dieselben teilt und in den Teilpunkten Stauvorrichtungen (Spülthüren u. s. w.) anlegt, also dasselbe Wasser mehrermal nacheinander benutzt.

Allgemein gilt, daß je größer das Kanalprofil, um so geringer die Länge, auf welcher der Spülstrom seine Wirksamkeit äußert. Bei sehr großen Profilen werden aber auch die Einrichtungen zum Einlassen des Spülwassers zu schwerfällig und unhandlich. Man kommt daher bei ihnen bald an eine Grenze, von der ab die Reinhaltung der Kanäle mehr durch Waschen der Kanalwände, und zum Reinigen derselben geeignete Geräte als durch Spülungen zu erreichen sein wird, wenn man bei beschränkter Menge des Spülwassers wirtschaftlich verfahren will.

§ 375. Spüleinlässe an offenen Gewässern, welche grobe Verunreinigungen, sogenannte Sperrstoffe mit sich führen, müssen mit Vorkehrungen zum Zurückhalten solcher ausgestattet werden. Dazu zieht man die Einlaßöffnung etwas vom Stromstrich zurück und bildet dieselbe als Rohr mit nach unten gekehrter Oeffnung aus; die Oeffnung muß auch ein Stück unter Niedrigwasserspiegel liegen. Der Verschluß des Einlasses muß aus Sicherheitsrücksichten und, um an dem vordersten Stück der Anlage Reparaturen u. s. w. zu ermöglichen, doppelt vorhanden sein, und zwar so, daß die beiden Verschlüsse in kurzem Abstand aufeinander folgen. In dem Zwischen-

stück wird die Sohle mit Steigung ausgeführt, vielleicht auch ein Gitter und ein kleiner Schlammfang angelegt, um Schmutzstoffe am Eindringen möglichst zu hindern, bzw. bereits eingetretene von der weiteren Mitführung in die Leitung auszuschließen. Die frei vorliegenden Teile des Einlasses müssen mit Schutzvorkehrungen gegen Beschädigungen durch Mutwillen oder Nachlässigkeit versehen werden. Als Verschlußmittel benutzt man am besten eine Drehklappe und dahinter einen Schieber, oder auch wohl zwei Schieber hintereinander.

Erfolgt das Spülwasser aus Behältern von bestimmtem Inhalt, und ist der Inhalt nicht groß, so kommt es darauf an, daß der Ausfluß möglichst konzentriert erfolgt, d. h. die sekundlich ausfließende Wassermenge möglichst groß sei. Bei Spülung von Rohrkanälen von 20—25 cm sollte die sekundliche Ausflußmenge 20—30 l betragen und bei größeren Weiten entsprechend mehr. Dem steht die Langsamkeit der Oeffnung von Schiebern — sofern nicht einfache Handzugschieber angewendet werden — entgegen, und sind daher Klappen, Spülthüren oder Ventile oder durch Heber wirkende Einrichtungen im Vorzuge.

Bei der Anwendung von Spülthüren, welche zu plötzlicher Oeffnung eingerichtet sind, ist sehr auf den Umstand zu achten, daß wenn die Bedienung den nahen Herantritt des Arbeiters an die Spülthür erfordert, Schutzvorkehrungen für denselben notwendig sind, da das Aufschlagen der schweren Thüren mit großer Gewalt erfolgt; gewöhnlich wird eine Kammer mit hoher Lage des Fußbodens oder ein erhöhter Standpunkt neben der Spülthür geschaffen, von wo aus die Oeffnung der Spülthür möglich ist. Besser ist es, die Bedienung von der Oberfläche aus einzurichten; aber auch hierbei dürfen Sicherheitsvorkehrungen gegen etwaiges Zurückschlagen des Bewegungsmechanismus oder dagegen, daß der Arbeiter die Gewalt über den Mechanismus verliert, nicht fehlen. Nach diesen Rücksichten ist es leicht, die in den Fig. 380—390 mitgeteilten Spülthür- und Klappenkonstruktionen auf ihre Vorzüge und Mängel zu beurteilen.

Von Ventileinlässen werden in den Fig. 401 und 403 zwei Beispiele mitgeteilt. Fig. 401 stellt einen Spülbehälter mit Auslaß durch ein entlastetes Ventil dar, für dessen Oeffnung selbst bei größerer Höhe des Spülbeckens ein Handzug noch ausreicht. Fig. 403 giebt einen eingebauten Spülbehälter mit völlig anderer Ventilkonstruktion, nach Geigerscher Ausführungsweise. Voraussetzung für die Anwendbarkeit ist, daß der Behälter über dem zu spülenden Kanal — einerlei ob unterirdisch oder oberirdisch — Aufstellung finden kann. In dem Verbindungsstutzen zwischen Kanal und Behälter bewegt sich — abgedichtet — eine hohle Stange, die ein Becken trägt; Stange und Becken zusammen bilden einen Schwimmer. Der Ventilsitz liegt im Boden des Beckens, und der Ventildeckel bildet das untere Ende eines Stutzens, der von einem Querstege des Behälters ausgeht und in diesem festliegt. Erfolgt Wassereintritt in letzterem, so hebt sich der Schwimmkörper, bis das Ventil geschlossen ist, und bei weitergehendem Wasserzufluß wird das Wasser über den Rand hinweg in das Becken eintreten. Diese Belastung des Schwimmers bewirkt aber, daß derselbe sich abwärts bewegt und Oeffnung des Ventils stattfindet, wobei durch Fortsetzung des Wassereintritts über den Rand des Beckens Entleerung des Behälters bis auf einen gewissen Rest erfolgt; darnach wiederholt sich dasselbe Spiel. Unterschiede gegen Fig. 401 bestehen darin, daß der Betrieb selbstthätig geschieht und (durch Regelung des Zuflusses durch die Zuleitung) in ganz bestimmtem Umfange, ferner aber darin, daß in der Geigerschen Konstruktion die Entleerung des Behälters weniger plötzlich erfolgt als in der Konstruktion nach Fig. 401. — Die vorliegende Ausführung ist von der Entwässerung Potsdams entnommen.

Spüleinrichtungen, in welchen Heberwirkung benutzt wird, haben den Vorzug plötzlicher Wirkung, vorausgesetzt nur, daß die nötige Luftverdünnung im Heber erzielt wird, bzw. der Heber vor Lufteintritt gesichert ist; auch muß der Heber so eingerichtet sein, daß möglichst der Querschnitt des Rohres von Beginn der Thätigkeit an, voll läuft. Die Häufigkeit der Entleerungen der Spülbecken in einer bestimmten Zeit ist genau regelbar. Vielleicht besteht ein Vorzug der Heberspüler, der denselben neuerdings eine ausgebreitete Anwendung verschafft hat,

Fig. 401.

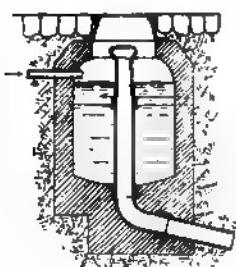


Fig. 402 *)



Fig. 403.

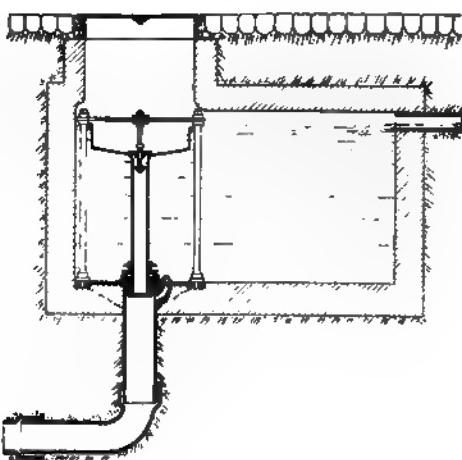


Fig. 404 *).

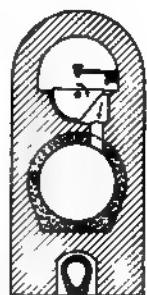
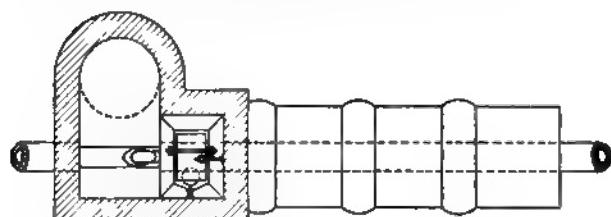
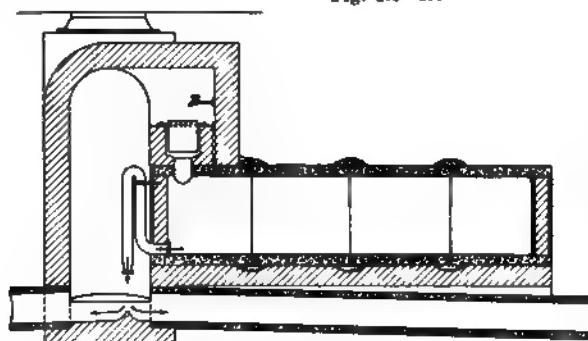


Fig. 405—407



*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.
**) Nach: Baumeister, a. a. O.

darin, daß die Sohle der Spülbehälter auch tiefer liegen kann, als die Kanalsohle; Heberspüler lassen sich demzufolge den örtlichen Verhältnissen leichter anpassen als andere Spüleinrichtungen.

Der zuerst in Deutschland bekannt gewordene, und anscheinend außerhalb Englands zuerst in Paris angewendete Heberspüler ist derjenige von Rogers Field, der von der Halberger Hütte (Saarbrücken) eine leichte Verbesserung erfahren hat; dieser Spüler ist, samt der Verbesserung, in Fig. 402 dargestellt. Letztere besteht darin, daß der zentral liegende Heberschenkel am oberen Rande eine Umbiegung nach innen erhalten hat, welche bewirkt, daß das überfallende Wasser den Ueberfall in mehr geschlossenem Strahl ausführt, nicht an der Rohrwand herabrieselt. Es wird dadurch in dem inneren Heberschenkel eine weiter gehende Luftverdünnung erzeugt, welche den Wasserabfluß befördert. Einige Schwierigkeiten für den luftdichten Abschluß des unteren Heberendes entstehen durch Verschiedenheiten des Wasserstandes an dieser Stelle. — Der Heber kann, anstatt aus Glocke und Rohr, auch aus einem in Hufeisenform gebogenen Rohr hergestellt werden.

Der Heberspüler von Cuntz (Karlsbad), Fig. 404, hat eine besondere Einrichtung zur immer von neuem stattfindenden und geregelten Luftverdünnung. Es wird dazu, und gleichzeitig zur Zuführung des Wassers ein Injektor benutzt, dessen Betrieb mit Druckwasser erfolgt; das Spülwasser muß also einer Druckwasserleitung entnommen werden. Es ist aber leicht einzusehen, daß außer der Einführung durch den Injektor ein Einlauf auch von druckfreiem Wasser eingerichtet werden kann; nur muß alsdann, um die Selbstthätigkeit des Spülers zu wahren, ein Schwimmkugelhahn in diese zweite Zuleitung eingeschaltet werden, welcher bei Füllung des Behälters den Zufluß sperrt. Zur Abkürzung der Füllungszeit hat der Erfinder übrigens einen zweiten Einlauf für Druckwasser, in der Figur bei *d* angegeben, hinzugefügt. Das Spiel des Apparats ist folgendes: Nach Öffnung des Injektors findet, gleichzeitig mit der Einführung von Wasser in den Behälter, Absaugen der Luft aus dem Heber statt, die indessen in demselben Maße durch das Rohr *c* so lange erneuert wird, bis die untere Öffnung *f* des Injektorrohrs von dem ansteigenden Wasserspiegel erreicht ist. Erst von diesem Augenblicke an wird durch die Thätigkeit des Injektors Luftverdünnung im Heber hergestellt. Die in Karlsbad eingerichteten Cuntzschen Heberspüler entleeren 4 cbm Wasser in der Dauer von 1 Minute, wogegen die Füllungs-dauer einige Stunden betragen kann.

Der Heberspüler von Brix, Fig. 405—407, u. a. bei der Wiesbadener Kanalisation angewendet, benutzt einen in Hufeisenform gebogenen Heber, und zur Bethätigung desselben ein Kippgefäß. Behälter und Kippgefäß werden je durch einen besonderen Hahn gefüllt, wie aus Fig. 406 und 407 erkennbar ist. Bei gefülltem Zustande des Behälters liegt der Wasserspiegel in demselben in gleicher Höhe mit dem Ueberlauf des Heberrohrs. Wenn nun die Kippschale ihre Füllung in den Behälter entleert, so entsteht plötzlich eine kleine Anhöhung des Wasserspiegels im Behälter, bezw. im Heber, wodurch dieser zum Beginn seiner Wirksamkeit veranlaßt wird. Die untere Wasserschicht im Behälter bleibt dauernd bestehen.

Es giebt noch eine ganze Anzahl von Spülapparaten, welche durch Heberwirkung in Thätigkeit gesetzt werden. Zu nennen sind die Apparate von van Franken*), von Hillenbrand und Kircher**), von Natterer**), von Mairich u. s. w. In Mairichs Apparat kommt kein beweglicher Teil vor; die Bethätigung des Hebers wird durch einen zweiten kleinen Heber bewirkt, der in einem fest angebrachten kleinen Behälter steht.

Spülung mittelst Schlauch aus der vorhandenen Wasserleitung ist in dem Falle wenig wirksam, daß das Wasser in demselben Maße im Kanal abfließt, als es durch den Schlauch zugeführt wird. Wird nicht ein Schlauch von ungewöhnlicher Weite benutzt, so sind solche Spülungen nur in Rohrkanälen von größerer Wirkung. Man kann letztere jedoch dadurch vermehren, daß man das Wasser nicht unmittelbar in die Kanäle eintreten läßt, sondern es zunächst in einem Schacht aufstaut, und alsdann die Öffnung des betreffenden Kanals in plötzlicher Weise freilegt.

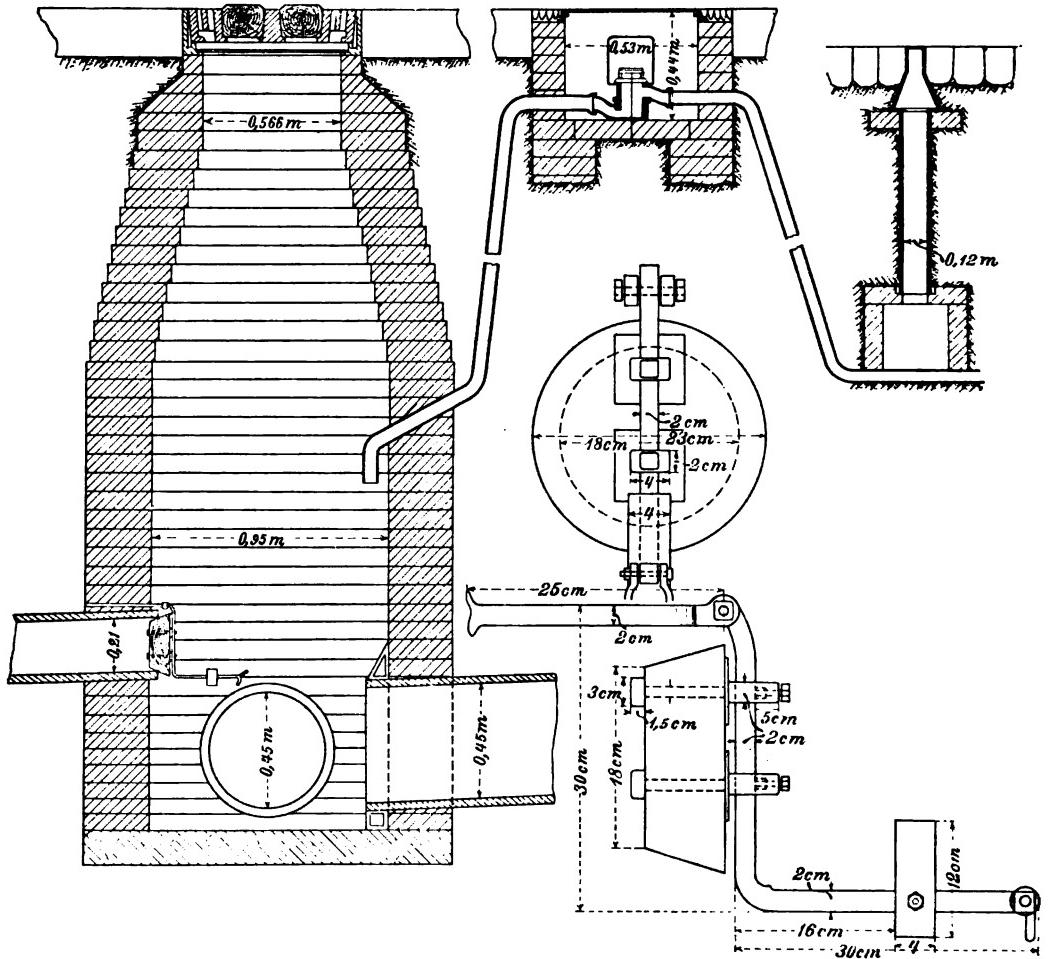
Wird das Wasser aus der Druckwasserleitung gegen Bezahlung entnommen, so kann der Betrag letzterer annähernd aus der Weite des Auslasses (Hydrant) und der Spülungsdauer berechnet werden. Größere Richtigkeit wird indes durch Gebrauch eines Wassermessers erzielt, den man auf einem dazu eingerichteten Standrohr anbringt, und von welchem der Schlauch ab-

*) Siehe: Baumeister, a. a. O.

**) Siehe: Gesundh.-Ing. 1896 und bezüglich des Apparats von Natterer ebenda 1887.

geht. Dieser Modus ist in Berlin im Gebrauch, ebenfalls auch die andere in Fig. 408—410 dargestellte Spüleinrichtung, bei welcher der Messer seine Stelle in einem neben dem Einsteigeschacht angelegten kleinen Schacht hat, in welchem er entweder dauernd verbleibt oder zwischen Rohrenden mit Schraubengewinde beim jedesmaligen Gebrauch eingefügt wird. In der Figur ist im Detail auch der feiner durchgebildete, belastete, zum Aufstau des Spülwassers im Schacht benutzte Verschluß der Kanalöffnung dargestellt, der als ein Mittelding zwischen Stössel- und Klappenverschluß angesehen werden kann.

Fig. 408—410.



§ 376. Wo Spülung nach einem festgesetzten Turnus erfolgt, wird mit derselben meist am oberen Ende der betreffenden Strecke begonnen, um die Ablagerungen, sei es dem unteren Ende zuzuführen, und sie erst hier zur Oberfläche zu fördern, sei es um dieselben an Zwischenpunkten (in Einsteigeschächten) zu sammeln, bzw. zu Tage zu schaffen. Bei stärkeren Ablagerungen dient es zur Ersparung von Spülwasser, mit der Spülung am unteren Ende zu beginnen, und absatzweise nach oben hin fortzuschreiten. Sind die Kanäle begehbar und hat der Spülstrom keine besondere Mächtigkeit, so wird das Abwärtstreiben der Sinkstoffe dadurch gefördert, daß ein Arbeiter sich hinab begiebt, und entweder mit einem geeigneten Werkzeug (Schaufel) oder mit den Füßen dieselben aufwühlt. Bei letzterer Ausführungs-

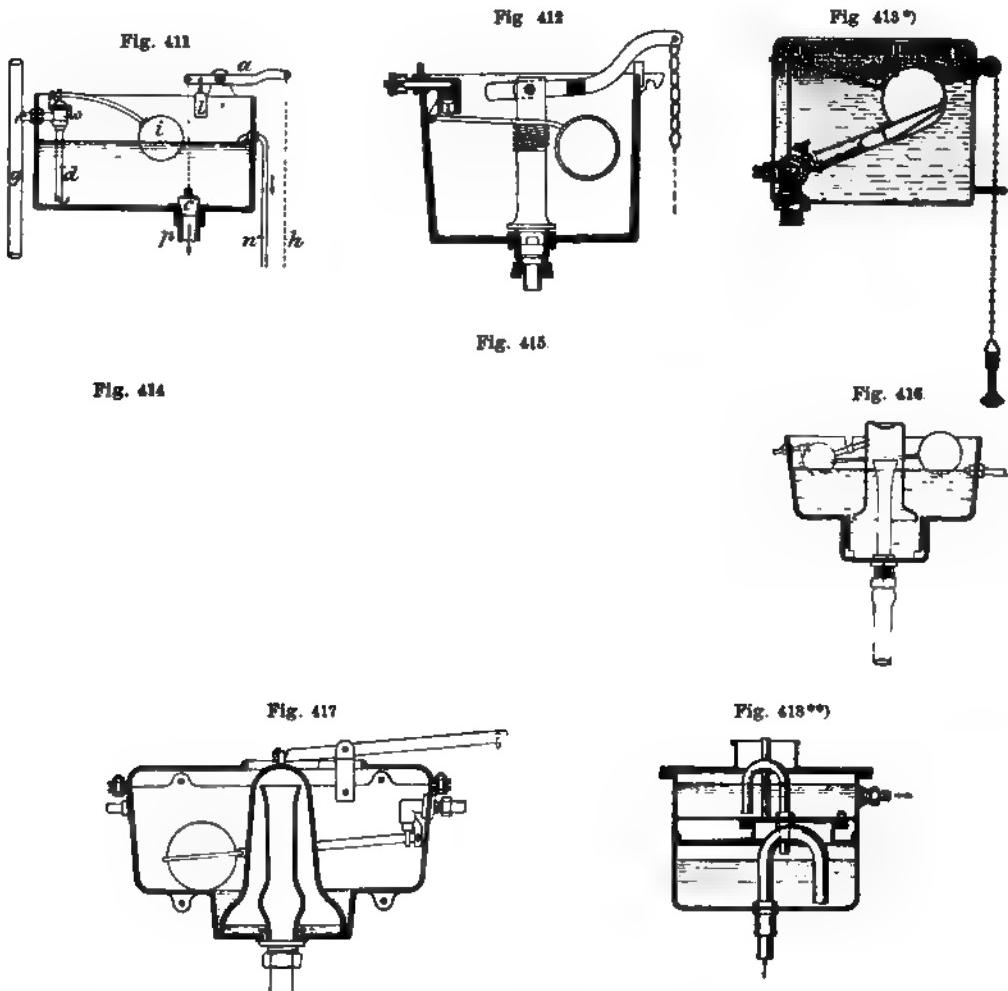
weise ist der Schutz des Arbeiters gegen die Gefahr, durch den Spülstrom umgeworfen zu werden (vergl. § 264), gebührend zu berücksichtigen.

§ 377. Eine große Mannigfaltigkeit der Durchbildung weisen die Spüleinrichtungen der Wasserklosets auf. Wird durch Oeffnung eines Hahns oder Ventils eine unmittelbare Verbindung des Klosettbeckens mit der häuslichen Wasserleitung hergestellt, so ist die Abmessung der Spülwassermenge völliger Willkür überlassen, wird in der Regel aber zu gering ausfallen. Zur sicheren Reinhaltung der sogenannten liegenden Leitungen sind jedesmal 10—12 l Spülwasser notwendig; daß aber bei der vorausgesetzten Spülweise im Durchschnitt höchstens die Hälfte ausgelassen wird, ist eine gut begründete Thatsache. Ein Mangel, welcher der Einrichtung überdem anhaftet, besteht in der Unmittelbarkeit der Verbindung zwischen dem Klosettbecken und der Wasserleitung. In letzterer finden erhebliche Druckschwankungen statt; es kann bei Absperrungen zur Winterszeit oder wegen Ausführung von Reparaturarbeiten, ferner beim zeitweiligen Versagen des Zuflusses, womit z. B. bei Quellwasserleitungen zu rechnen ist, und aus anderen Ursachen vorkommen, daß die Leitungen luft leer werden, oder doch Luftverdünnung in denselben stattfindet. In solchen Fällen besteht bei Benutzung des Klosets die Möglichkeit, daß Klosettinhalt in die Wasserleitung geführt wird. Es gibt Sicherheitsmittel dagegen, z. B. Apparate, welche in der Art von Standrohren in die Zuleitung zum Klosett eingefügt werden; dieselben sind aber zu verwickelt, um größeren Eingang zu finden. Einfacher ist es, in die Leitung eine Düse, nach Art eines Injektors einzuschalten, oder die Zuleitung in Schleifenform zu führen und auf den Scheitel ein Luftrohr zu setzen, das dem Eintritt von Heberwirkung vorbeugt. Am sichersten aber ist die Aufgabe dadurch zu lösen, daß die Entnahme des Spülwassers aus der Leitung nicht unmittelbar erfolgt, sondern aus einem Behälter, der entweder für sich, unabhängig von der häuslichen Leitung, gespeist wird, oder auch direkt, indem er als Zwischenbehälter in die Zuleitung zum Klosett eingeschaltet ist. Letztere Einrichtung ist zwar die weniger vollkommene, gewährleistet jedoch bei richtiger Herstellung der beiden Verbindungen (Anschlüsse) des Reservoirs ausreichende Sicherheit. Wichtig ist es, die Zuleitung zum Spülbehälter sowohl, als die Zuleitung zum Klosetttrichter so anzuschließen, daß der Ausguß beider über Wasserspiegel liegt. Wenn dies nicht stattfindet, tritt Heberwirkung leicht ein. Viele Städte*) schreiben die eine oder andere dieser Vorkehrungen vor; andere lassen Unmittelbarkeit der Verbindung zwischen Wasserleitung und Klosett zu.

§ 378. Die Zahl der zur Klosettspülung angewendeten Behälterkonstruktionen mit dem zugehörenden Bedienungsmechanismus, ist außerordentlich groß. Man kann dieselben danach sondern: ob entweder die Abflussmenge dem freien Belieben des Benutzenden überlassen ist, oder ob der Abfluß einer bestimmten Wassermenge unabhängig von dem Willen des Benutzenden geschieht, nachdem die Spüleinrichtung von demselben in Thätigkeit gesetzt ist. Es gibt indes auch ganz selbstthätige Spülapparate, die gut für bestimmte Zwecke geeignet sind, z. B. zur Anwendung bei Aborten für Schulen, Bahnhöfe und sonstige Institute; dieselben lassen in regelmäßigen Zeitabschnitten bestimmte Wassermengen in die Zuleitungen zu den Klosets ab. Bei der zuzweit genannten Gattung gibt es Spülapparate, bei welchen die ausgelassene Spülwassermenge immer die gleiche ist, und andere, die eine mehr oder weniger weit gehende Regelung dieser Menge zulassen. Zweckmäßig wird für jedes Klosett ein besonderer Spülbehälter angeordnet, in der Größe

*) Z. B. Köln in der Polizei-Verordnung vom 9. Januar 1896.

von 20—40 l; vielfach dient aber auch ein größerer Behälter zum Spülen mehrerer Klossetts. Bei Einrichtungen zur Desinfektion des Klosettinhalts wird der Behälter zugleich zur Zuführung des Desinfektionsmittels benutzt und erhält dann einen Apparat, der die Gleichmäßigkeit der Zumischung sichert. — Die meisten Spülapparate für Klosette sind zur Selbstthätigkeit der Füllung der Behälter durch einen sogenannten Schwimmkugelhahn eingerichtet; in der Regel ist zur Sicherheit gegen Ueberschwemmungen auch ein Ueberlaufrohr vorhanden.



Die Spülapparate Fig. 411 und 412 haben zum Ablassen des Spülwassers ein Bodenventil, das durch eine Zugschnur gehoben wird. Diese sehr verbreitete Konstruktion leidet an dem Uebelstande, daß infolge von Ablagerungen oder Oxydationen des Metalls, oder von galvanischer Wirkung, Eindrücken u. a. w. das Ventil undicht wird; derselbe läßt sich durch Belastungen mit Gewichten oder Federn nicht beseitigen. Die Konstruktion Fig. 412 zeigt eine Verbesserung der Ventilkonstruktion unter gleichzeitiger Regelung der Thätigkeit des Schwimmkugelhahns. Durch die Regelbarkeit der Lage des Hebels der Schwimmkugel wird die Öffnungsweite des Zuflussahnes verändert, dessen Thätigkeit dadurch eine gewisse Sicherung erfährt. Während der Hebung des Ventils ist der Wasserzufluß gesperrt. Die hohle Ventilstange dient gleichzeitig

*) Nach: Blasius, R. u. F. W. Büsing. Die Städtereinigung. Jena 1894.

**) Nach: Ahmann. Die Bewässerung und Entwässerung von Grundstücken. München.

als Ueberlaufrohr, das bei keinem durch einen Schwimmkugelhahn selbstthätig gefüllten Spülbehälter fehlen sollte.

Bei den weiter folgenden Fig. 413—418 wird der Abfluß einer bestimmten Spülwassermenge erzwungen, da die austretende Wassermenge nur von der Größe und dem Füllungszustande des Spülbehälters abhängt. Die Bethätigungsweise der Apparate wechselt. In Fig. 413 erfolgt der Abfluß durch ein im Behälterboden liegendes Ventil, dessen Spiel durch einen Hebel bewirkt wird, der am langen Ende einen Schwimmkörper trägt. Der Hebel ist hohl und der Schwimmkörper auf dem nach oben gekehrten Teil seiner Fläche offen. Ausfluß des Spülwassers kann erst stattfinden, wenn durch das Anziehen der Zugschnur der Schwimmkörper so weit unter Wasserspiegel gedrückt wird, daß Wassereintritt in denselben stattfindet. Danach sinkt der Schwimmkörper auf den Boden, wobei das Ventil öffnet und so lange ausläuft, als der Wasserspiegel im Behälter höher als der Rand der Öffnung des Schwimmkörpers liegt. Durch neuen Wasserzufluß zum Behälter wird der Schwimmkörper wieder gehoben und dadurch das Ventil nach geringer Hebung des Wasserspiegels im Behälter wieder geschlossen. Die Fig. 414—418 benutzen sämtlich Heberwirkung, und unterscheiden sich nur durch die Art und Weise, in welcher der Heber zum Beginn seiner Thätigkeit veranlaßt wird. In Fig. 414 befindet sich zwischen zwei Wassersäulen eingeschlossen dauernd Luft unter Pressung. Wird durch Zug an der Schnur die Glocke des Hebers angehoben, so findet Ausdehnung dieser Luft statt und es beginnt infolge davon der Heber sein Spiel. Dasselbe wird dadurch befördert, daß mit dem Niedergehen des Hebels gleichzeitig Sinken der Schwimmkugel stattfindet, infolge wovon der Wasserstand im Behälter etwas ansteigt. Die gleichzeitige Öffnung des Zuflußbahns trägt zum Steigen des Wasserspiegels bei. Demselben Prinzip folgt die Konstruktion Fig. 415. Wird der Hebel angezogen, so findet (durch den Schluß des im zentralen Rohr angebrachten Ventils) in diesem und unter der Glocke Luftverdichtung statt, welche durch Zurückgang des Hebels — bzw. Öffnen des Ventils — mehr als aufgehoben wird, infolge wovon der Heber sein Spiel beginnt. In den Fig. 416 und 417 wird die Heberthätigkeit durch unmittelbare Erhöhung des Wasserspiegels bis über den Rand des zentralen Rohrs veranlaßt. Wird nämlich die Glocke angehoben und sinkt sie nach Loslassen der Zugschnur wiederum, so muß der Wasserspiegel unter der Glocke ansteigen, weil das Wasser, da die Glocke ziemlich dicht an die Wand des engeren Teils vom Behälter anschließt, nicht rasch unter dem Glockenrande entweichen kann. — Ein bemerkenswert einfacher selbstthätiger Spülapparat ist derjenige von Cuntz. Derselbe besteht, Fig. 418, aus zwei übereinander aufgestellten Behältern mit zusammen 12 l Inhalt. Zunächst giebt der obere Behälter durch einen Heber seinen Inhalt an den unteren ab, und danach, bei der zweiten Entleerung, der untere seinen Inhalt in die Abflußleitung. Der Apparat zeichnet sich durch Abwesenheit von verwickelten Mechanismen und Schnelligkeit der Bethätigung vortheilhaft aus. — Bei einem Spüler nach Patent Butzke wird durch einen Schwimmkugelhahn ein Injektor in Thätigkeit gesetzt, der das im Spülkasten enthaltene Wasser ansaugt und in die Spülleitung führt. — Bei einigen von den dargestellten Spüleinrichtungen ist die oben aufgestellte Forderung, daß der Eintritt des Wassers in den Behälter frei, d. h. über Wasserspiegel stattfindet, nicht erfüllt.

Es giebt noch eine nach Dutzendenzählende Menge von anderweitigen Spülapparaten für Klossets, worunter nur noch diejenigen von besonderer Konstruktion kurze Erwähnung finden mögen, die darauf hinausgehen, die abzulassende Spülwassermenge dem vorhandenen Vorrat an Wasser möglichst eng anzupassen. Es ist klar, daß die als Beispiele vorgeführten Apparate wegen der Höhe, die zur Bewegung der Schwimmkugeln oder Glocken erforderlich ist, eine nicht unbedeutende Höhe des Spülbehälters bedingen. Je größer aber die Höhe des letzteren, um so größer ist die Spülwassermenge, welche auf einmal zum Ausfluß kommt. Kann man also die genannten Bewegungen einschränken, so läßt sich damit eine Beschränkung des Verbrauchs an Spülwasser erreichen. Das ist auf mehrreli Weise ausführbar, z. B. dadurch, daß man den Spülbehälter zweiteilig ausführt, mit bzw. einem engeren und einem weiteren Teil und die genannten Bewegungen in dem engeren Teile des Behälters vor sich gehen läßt, wo ein geringes Mehr oder Weniger an zugeführtem Wasser entsprechend größere Spiegelveränderungen mit sich bringt als in dem weiteren Teile des Behälters (vergl. Fig. 418). Beielstein hat die Lösung der Aufgabe darin gefunden, daß er den Heber als biegssames Rohr ausführt, das durch Ziehen an der Zugschnur niedergelegt wird, und nur eine geringe, wenigen Litern entsprechende Wassertiefe im Behälter bedarf, um den Heber in Thätigkeit zu setzen. Allerdings kann es im gesundheitlichen

Sinne nicht als vorteilhaft angesehen werden, mit der Spülwassermenge so weit herabzugehen. — Einige Rücksicht fordert die Aufstellungsart der Spülkästen, weil davon unter Umständen die Sicherheit derselben gegen Einfrieren abhängt. Apparate, wie z. B. der kurz erwähnte von Butzke, welcher in gleicher Höhe und sogar tiefer als der Klosetsitz aufgestellt werden kann, sind leichter gegen Einfrieren zu sichern, als Spülkästen, welche in einiger Höhe über dem Klosetsitz aufgestellt werden müssen.

Uebrigens ist hinsichtlich der genannten und anderer Konstruktionen auf die Spezialliteratur zu verweisen; es muß genügen, aus deren Reichtum hier nur zwei Quellen, das Buch von Aßmann: Bewässerung und Entwässerung von Grundstücken, München, und: Deutsche Bauzeitg. 1899, S. 171, zu nennen.

§ 379. Pissoire werden entweder dauernd oder mit Unterbrechungen gespült; ersteres ist vorzuziehen, erfordert aber, bei den öffentlichen Pissoiren mit der am meisten üblichen Einrichtung mit Berieselung der Wandflächen, sehr große Wassermengen (von 100—200 l pro Stand und Stunde), die nicht immer zur Verfügung sind. In solchen Fällen ist man genötigt, mit Unterbrechungen zu spülen. Geschieht das so, daß in wenigen Sekunden eine größere Wassermenge abgelassen wird, so kann die zeitweilige Spülung der geringen immerwährenden gleichwertig sein, während der Wasserverbrauch bedeutend, d. h. auf etwa $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{8}$ des oben genannten und selbst noch weniger zu vermindern ist. Zu empfehlen ist, die Pissoirrspülung nicht direkt aus der Wasserleitung, sondern mittelst eines Zwischenbehälters zu bewirken.

Eine Einrichtung zu dauernder Spülung, wie sie besonders in öffentlichen mehrständigen Pissoiren angewendet wird, zeigt Fig. 420; sie wird in der Regel als „Rinnenspülung“ bezeichnet. Damit das Wasser in der Rinne nicht fließt, sondern auf der ganzen Länge der Rinne in gleicher Stärke über den Rand herabrieselt, muß das dicht über die ganze Rinnenlänge fortgeführte Rohr mit mehreren Austrittsöffnungen versehen sein. — Für Beckenpissoire steht die in Fig. 421 dargestellte, selbstthätige, mit Unterbrechungen wirkende Spülleinrichtung in ausgedehnter Anwendung. Die Häufigkeit der Spülung richtet sich nach der Weite des Schwimmkugelhahns. Der Ausfluß des letzten Teils vom Spülkasteninhalt erfolgt durch Heberwirkung. Die Spülung der Becken muß immer als sogenannte Rundspülung — vom Beckenrande ausgehend — eingerichtet werden.

Die unterbrochene Spülung kann mit Hebbern vollkommen selbstthätig und unter Ausguß regelbarer, dem wechselnden Bedürfnis genau angepaßter Wassermengen hergestellt werden; unter den oben vorgeführten Beispielein sind mehrere, deren Anpassungsfähigkeit an den besonderen Zweck leicht übersehbar ist. Eine auf anderem Prinzip beruhende Spülleinrichtung stellt Fig. 419 dar. Es wird durch das Betreten des Standes das als drehbare Klappe gestaltete Fußbodenstück, das am anderen Ende auf einer Ventilspindel gelagert ist, niedergedrückt und dadurch der Spülstrom geöffnet, der so lange anhält, als die Benutzung dauert. Eine sonstige, für unterbrochene, genau regelbare Spülung eingerichtete Konstruktion ist von Schmetzer angegeben. Nach Fig. 422 besteht dieselbe aus einem zweiteiligen Behälter, dessen größerer Teil im Boden ein Ventil *k* hat. Der kugelförmige Deckel dieses Ventils ist an einer Stange aufgehängt, die an einen Kniehebel angreift, dessen Gelenk schneidenförmig gestaltet ist. An dem anderen Hebelende hängt ein Gefäß *g*, das im Boden ein kleines Loch hat. Zwischen dem großen Behälter und dem Gefäß *g* ist ein Heber angeordnet, der in Thätigkeit tritt, sobald der Wassersstand im Behälter die Höhe der Ueberlaufkante überschreitet. Das nach *g* überfließende Wasser bringt dieses Gefäß rasch zum Sinken, wodurch der Hebel angezogen, das Ventil *k* geöffnet und nun die bestimmte Spülwassermenge ausgelassen wird. Der Schluß des Ventils erfolgt, sobald das Gewicht desselben die Ueberhand über das Gewicht des Gefäßes *g* erlangt, was stattfindet vermöge der Verminderung des Gewichts von *g* infolge langsamer Verminderung seines Wasserinhalts durch Austritt aus der kleinen Bodenöffnung. Durch entsprechende Stellung des Zuflußhahns für den Spülbehälter kann man die Dauer der Füllung des Behälters, und damit die Häufigkeit der Spülungen beliebig regeln.

§ 380. Spülungen mit dem eigenen Wasser der Kanäle sind bloße Notbehelfe, ihre Mängel auch schon im § 371 hervorgehoben worden. Immer setzt die

Einrichtung das Bestehen eines stärkeren Gefälles voraus, das für den Spülzweck am besten auf kurzer Strecke zusammengefaßt wird. Diese Bedingung kommt aber da

Fig. 421

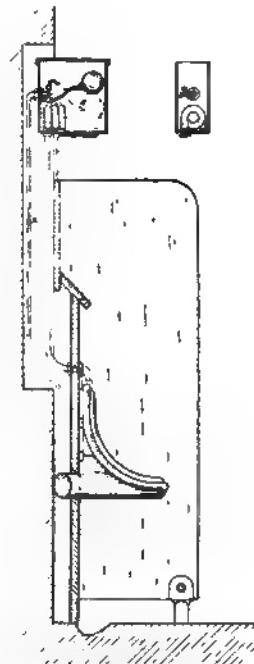


Fig. 419

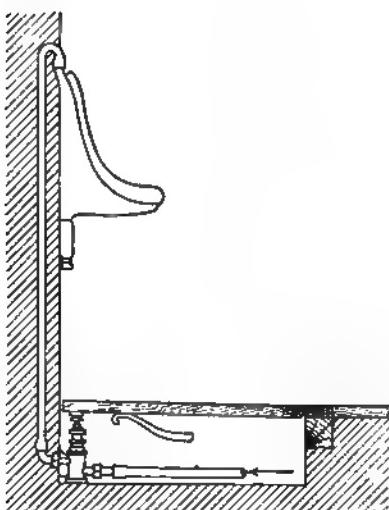


Fig. 420

Fig. 422*).

in Fortfall, wo man das Wasser eines höher liegenden Kanals zum Zweck der Spülung einem tiefer liegenden zuleiten kann.

Wird das Wasser desselben Kanals benutzt, so werden die Gefahren von Kellertüberschwemmungen durch Rückstau es oft verbieten, die Spülung selbstthätig einzurichten, wegen der Möglichkeit, daß der selbstthätige Mechanismus versagt. Letzteres kann sowohl in der Weise stattfinden, daß die Oeffnung nicht rechtzeitig freigelegt wird, als in der anderen, daß nach stattgefundenem Abfluß des Spülwassers der Verschluß der Oeffnung nicht erfolgt; dieser zweite Fall ist allerdings harmlos.

Klappen, die bei Erreichung einer gewissen Höhe des Aufstaues durch einen Schwimmer geöffnet werden sollen, sind nicht sicher genug; größere Sicherheit gewähren Ventile, deren Spiel durch Füllen und Entleeren von Schwimmergefäßen bewirkt wird. Es kann hierzu auf das in Fig. 403 mitgeteilte Beispiel verwiesen werden. Desgleichen gehört hierher ein von Frühling herührender sinnreicher Apparat, der im Handb. d. Ingen.-Wissensch. Bd. 3, 1. Hälfte, S. 445 dargestellt und beschrieben ist, und ein Apparat von Schumann. Beide zuletzt genannten Apparate benutzen Kippgefäße, durch

* Nach: Deutsches Bauhandbuch. Bd. I, Teil 2.

deren Entleerung die Ventile, welche das Wasser austreten lassen, betätigten werden; die Einzelanordnungen sind aber sehr verschieden. Der Schumannsche Apparat ist beschrieben und abgebildet in Deutsch. Bauzeitg. 1890, S. 489.

Meist werden zum Spülen mit eigenem Wasser Spülthüren angewendet, wozu in den Fig. 380—390 bereits eine Anzahl von Beispielen mitgeteilt wurde. Spülthüren sind für diese Verwendung vor anderen Verschlüssen dadurch im Vorzuge, daß sie die Freilegung der ganzen Abflußöffnung mit dem geringsten Zeitbedarf ermöglichen, und daß neben denselben keine besonderen Sicherheitsvorkehrungen gegen den Aufstau des Wassers zu unzulässiger Höhe angelegt zu werden brauchen, wenn die Spülthür als Ueberfall eingerichtet wird.

Schieber sind wegen der Langsamkeit, mit der die Freilegung der Oeffnung stattfindet, bei Spülungen mit eigenem Wasser nicht zu gebrauchen, außer bei besonderer Größe der Spülbehälter, die den wenig wirksamen Ablauf einer gewissen Wassermenge erträglich macht. Ebenfalls mag ein Schieber bei geringer Größe der Kanäle, oder wenn das Profil mehr breit als hoch ausgebildet ist, geeignet sein, eventuell läßt sich das Anschlußstück der zu spülenden Strecke an dem Spül-schacht so formen, daß schon ein geringer Hub des Schiebers genügt, um eine relativ große Oeffnung für den Spülwasserabfluß zu schaffen.

Welche von den in den Fig. 391—400 mitgeteilten typischen Schieberkonstruktionen in einem besonderen Falle sich am meisten eignet, ist nach den den Abbildungen beigegebenen Bemerkungen zu beurteilen.

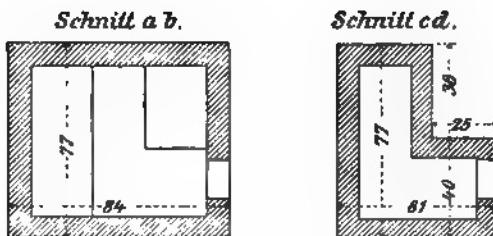
Eine Spüleinrichtung, die teils mit eigenem Wasser, teils mit solchem aus der Wasserleitung arbeitet, ist in Widness eingerichtet. Es sind am oberen Ende einer 2132 m langen, von 0,38 auf 0,61 m Weite zunehmenden, und in dem durchschnittlichen Gefälle von 1 : 250 liegenden Leitung drei Behälter von je 6,7 cbm Inhalt angeordnet, welche in Regenzeiten das Wasser der Straßensinkkästen aufnehmen und in regenlosen Zeiten aus der Wasserleitung in 24 Stunden selbstthätig 4mal gefüllt werden. Die Entleerung findet durch Heber statt. Um die Spülung für die ganze Kanalstrecke wirksam zu machen, ist dieselbe durch Spülthüren in Abteilungen von je 250—300 m Länge zerlegt, die Oeffnung der Spülthüren erfolgt selbstthätig durch Kipp-schalens-Entleerung, doch ist außerdem ein durch Schwimmer in Thätigkeit gesetzter Mechanismus für den Fall vorhanden, daß der Kippschalens-Mechanismus versagt. — Eine zweite Kanalstrecke in Widness von 1417 m Länge wird durch drei Behälter und in sechs Abteilungen in gleicher Weise wie vor gespült.

§ 381. Wegen der großen Unregelmäßigkeiten, die in der Wasserführung der Haus- und Grundstücksleitungen stattfinden und oft auch wegen der Sparsamkeit des Wasserverbrauchs auf den Grundstücken sind die Anschlußleitungen an den Straßenkanal leicht der Gefahr von Abflußstopfungen ausgesetzt. Die Oeffnung von einem oder ein paar Zapfhähnen über Ausgusbecken wird bei der beschränkten Weite des Wasserzuleitungsrohres gewöhnlich keine ausreichende Abhilfe schaffen. Es würde in manchen Fällen daher eine besondere Spüleinrichtung mit fremdem Wasser sehr notwendig sein. Wo man von derselben absieht, ist wenigstens eine gewisse Verbesserung durch Einrichtung von Spülung mit eigenem Wasser einzurichten.

Eine solche mit Selbstthätigkeit ausgestattete Einrichtung hat Rothe konstruiert. Die selbe ist in den Fig. 423—425 dargestellt. Sie hat bei mehreren Stadtkanalisationen Eingang gefunden und sich bewährt. Die Einrichtung ist folgende: Am Austritt aus dem Gebäude oder dem Grundstück, oder an sonst geeigneter Stelle wird ein Schacht angelegt, welchen die Leitung in zwei Teile gesondert passiert; nahe hinter dem Schacht werden die beiden Stränge wieder zusammengeführt. Das vorderste Stück des oben liegenden Stranges ist an der Oberseite offen, so daß beim gelegentlichen Durchfluß größerer Wassermengen ein Teil derselben hier über die Ränder der Oeffnung fällt und in den Schacht gelangt. Um aber auch beim gewöhnlichen Abfluß Spülwasser im Schacht zu sammeln, zweigt der unten liegende, als Heber gestaltete Strang nicht mit dichtem Schluß, sondern unter Belassung eines Schlitzes ab; durch diesen Schlitz, welcher gröbere Verunreinigungen am Durchgang verhindert, gelangt ein Teil des abfließenden Wassers zunächst in den unteren Strang und von da aus in den Schacht; die Austrittsstelle

bildet gleichzeitig die Eintrittsöffnung des Hebers. Hat sich der Schacht bis zur Höhe der Oberkante des letzteren gefüllt, so tritt die Heberwirkung ein und die Füllung des Schachtes wird rasch entleert; gewöhnlich beträgt dieselbe etwa 140 l. Aus den Figuren sind die zweckmäßig gestalteten Einzelheiten der Heberkonstruktion genau erkennbar. Die untere Verengung des Schachtes und eine gewisse Höhenlage des Hebers über Schachteohle dienen dazu, hier einen Schlammsack zu bilden, um von dem Heber gröbere Schmutzstoffe fern zu halten. — Die Einrichtung verbraucht von dem hinter ihr liegenden — auf dem Grundstück vorhandenen — Gefälle

Fig. 423—426.



einen gewissen Teil. Wenn dieser nicht entbehrt werden kann, gibt es das AuskunftsmitteL daß die am tiefsten liegenden Abflußleitungen unmittelbar an den Straßenkanal, oder erst hinter dem Schacht an die Grundstücksableitung herangeführt werden, so daß für den Spülzweck nur die Abflüsse aus den höher liegenden Hausleitungen nutzbar bleiben. Rückstau aus dem Kanal oder aus offenen Gewässern muß von dem Heber ferngehalten werden, weil derselbe verstopft werden könnte.

Eine für Heberleitungen geeignete Spüleinrichtung ist bereits im § 339 als Fig. 223 mitgeteilt, auf welche hier zurückverwiesen wird.

XXVI. Abschnitt.

Lüftung der Kanäle und Hausleitungen.

§ 382. Schon durch zweckmäßig geordnete und ausreichende Spülung der Kanäle wird ein äußerst günstiger Einfluß auf die Beschaffenheit der Kanalluft ausgeübt. Unter Hinzutritt von anderweitigen Leistungen zur Reinhaltung der Kanalwandungen können durch Spülung die in ungelöstem Zustande in den Kanälen enthaltenen Schmutzstoffe ziemlich vollkommen entfernt werden; es verbleiben dann aber, als weitere Ursachen zur Verschlechterung der Kanalluft, die im Kanalwasser in gelöster Form enthaltenen Schmutzstoffe, welche Kohlensäure, Ammoniak, Schwefelwasserstoff, Sumpfgas und noch sonstige Gasarten entstehen lassen. Da Spülung auch nur absatzweise stattfindet, so sind selbst bei den am vollkommensten gepflegten und betriebenen Kanälen Einrichtungen zum Luftwechsel notwendig, welche bewirken sollen, daß die schädlichen oder überliegenden Bestandteile der Kanalluft durch Zuführung atmosphärischer Luft so weit „verdünnt“ werden, daß die Schädlichkeit bzw. Geruchbelästigung, auch Gefährdung der Arbeiter beim Besteigen der Kanäle, aufhört. Dieser Grund besteht unabhängig davon, ob die unreine Kanalluft Gelegenheit hat ins Freie oder in die angeschlossenen Häuser auszutreten, oder ob derselben der Austritt nach hierhin oder dorthin versperrt ist, weil die Notwendigkeit vorliegt, die Verbindungen der Kanäle mit der Oberfläche wenigstens zu Zeiten zu öffnen, um Spülungen, Reinigen oder Ausbesserungen der Kanäle ausführen zu können. Für die Erhaltung der Kanäle selbst ist Lufterneuerung in denselben nützlich. So z. B. kann ein reicher Gehalt an Kohlensäure Zementmörtel zerstören, und es ist wahrscheinlich, daß auch andere Gase schädliche Einflüsse auf die Kanalwände u. s. w. ausüben (vergl. hierzu im Abschnitt XII). Endlich haben Lüftungseinrichtungen auch den Zweck, zu verhindern, daß an geeigneten Stellen in den Kanälen Luft, die unter Pressung gerät, sich sammelt, weil die geprefste Luft auf Unrechtfangen entweichen könnte, oder dem Abfluß hinderlich ist. — Bei Kanälen, in welchen Gasleitungen — auch elektrische Leitungen — mit untergebracht sind, ist dauernder Luftwechsel von besonderer Wichtigkeit.

Luftbewegung findet nur infolge von Störung des Gleichgewichts, welches zwischen beliebigen Teilen des Luftmeeres besteht, statt. Solche Störungen ergeben sich teils als Folgen natürlicher Vorgänge, teils sind sie künstlich hervorzurufen. Wirken beide Ursachen gleichzeitig, so ist das Resultat unbestimmt. Die natürlichen und künstlichen Faktoren der Luftbewegung in Kanälen und ihre Größe wurden ausführlich im Abschnitt V behandelt, auf welchen hier zu verweisen ist.

Ergänzend möchte hinzuzufügen sein, daß auf den Luftwechsel in flach eingebetteten Kanälen die Tagesschwankungen der Temperatur, insbesondere die Sonnenbestrahlung der darüber befindlichen Bodenschicht, desgleichen die Sonnenbestrahlung der Abdeckungen von Sinkkästen, Einstiegeschächten und von anderen Öffnungen, durch die Verbindungen des Kanalinnern mit der freien Atmosphäre geschaffen werden, erheblichen Einfluß üben.

Das hauptsächlichste Charakteristikum des Luftwechsels in Kanälen wird dem Vorstehenden nach die Unbeständigkeit sein. Wenn schon beim Luftwechsel geschlossener Räume die Unbeständigkeit groß ist, um wie viel größer wird dieselbe in Kanälen sein müssen, wo regelnde Faktoren so gut wie vollständig fehlen! Da aber die Regellosigkeit mit der Ausdehnung des Kanalnetzes zunimmt, liegt der Gedanke nahe, dieselbe durch Zerlegung desselben in Teile wenigstens in einem gewissen Maße zu verbessern. Solche Teilungen hat man vereinzelt durch Einsetzen von Luftklappen in die Kanäle angestrebt, die entweder unten eine kleine Öffnung für den Trockenabfluß frei lassen, oder vor dem Wasserstrom öffnen. Indem man die Teilungen so anordnet, daß zwischen dem oberen und unteren Ende der Strecke ein erheblicher Höhenunterschied besteht — wozu freilich nur in Städten mit stark bewegter Oberflächenbeschaffenheit die Möglichkeit vorliegt — ergibt sich neben der allgemeinen Regelung des Luftwechsels eine spezielle Regelung in Bezug auf denjenigen Teil desselben, der von dem Barometerdruckunterschied zwischen oberem und unterem Ende der Strecke verursacht wird. Da indes der auf solchem Unterschiede beruhende Luftwechsel — nach dem in § 80 ziffernmäßig geführten Nachweise — gering ist, wird man dieselbe sehr niedrig einschätzen, und noch niedriger, wenn man bedenkt, daß unter Umständen, die häufig eintreten (vergl. in § 84), die Luftströmung im Kanal die Richtung nach abwärts einschlägt, da in solchen Fällen die Klappen Hindernisse für die Lufterneuerung im Kanal bilden. Die Teilung des Netzes mag jedoch da nützlich sein, wo für den Lüftungszweck etwa benachbart stehende Schritte, Dampfschornsteine, Gasfeuerungen, oder auch die Wärme von Flammen herangezogen werden, und ebenso kann die Teilung in dem Falle Nutzen schaffen, daß sie in ansteigenden Kanalstrecken ausgeführt wird, in welchen, als Wirkung besonderer Ursachen, vorwiegend eine nach dem oberen Ende gerichtete Luftströmung herrscht. Zur Erreichung letzteren Zweckes ist dieselbe z. B. in Wiesbaden mehrfach ausgeführt, wo man die einzelnen Abteile so einrichtete, daß der Höhenunterschied zwischen dem oberen und unteren Ende zwischen 6 und 10 m erreichte.

§ 383. Ohne besonderes Zuthun ergeben sich Lufterneuerungen von einiger Bedeutung in den Kanälen und Hausleitungen, wie schon früher angeführt wurde, bei Regenfällen und künstlichen Spülungen, doch ohne daß durch sie und andere Mittel — wie z. B. Windströmungen im Freien — das Bedürfnis in selbst nur mäßigem Umfange gedeckt würde.

Unterschiede in künstlichen Einrichtungen zum Luftwechsel finden danach statt, ob dieselben:

- a) nur für die Straßenkanäle, oder
- b) nur für die Hausleitungen, oder
- c) für Straßenkanäle und Hausleitungen gemeinsam getroffen werden.

Es sei vorausgeschickt, daß die Lösungen zu a und b weniger gute Erfolge als die Lösung zu c gewähren. Dies beruht darauf, daß bei den Lösungen zu a und b die Nutzung von Barometerdruck- und Temperaturunterschieden, welche für die Straßenkanäle und Hausleitungen bestehen, verloren wird.

§ 384. Die Entstehung von Luftpressungen an zur Anhäufung von Kanalluft durch Form und Höhenlage besonders geeigneten Stellen kann durch reichliche Bildung von Fäulnisgasen, durch Eindringen stärkerer Luftströmungen in freiliegende Kanalenden und durch Ansaugen von Luft mit einströmendem Wasser geschehen. Wenn die Einführung von Luft auf letzteren beiden Wegen unter allen Umständen schädlich wirkte, würde man anstreben müssen, alle Konstruktionen so zu gestalten, daß das Mitreißen von Luft in die Tiefe verhindert wäre. Da jedoch nur ein Uebermaß in der Luftansammlung nachteilige Wirkungen bzw. schlimme Folgen, wenn es sich um Ansammlung giftiger Gase handelt, mit sich bringen kann, so darf man sich im allgemeinen darauf beschränken, der miteingeführten Luft Gelegenheiten zu Ansammlungen an gewissen Stellen, welche abgesondert liegen, oder besondere Formen haben, zu entziehen. Sind derartige Stellen oder Formen (Kammern, Schächte, Räume unter Wölbungen u. s. w.) nicht zu vermeiden, so müssen dieselben mit Einrichtungen zum Ausgleich von entstandenen Luftpressungen versehen werden.

Ansaugen von Luft findet insbesondere statt durch Öffnungen in den Abdeckungen von Einsteigeschäften und Lampenlöchern, ferner durch die Straßen- und Hofsinkkästen, endlich zur Zeit von Regenfällen durch die Regenrohre*), und durch die Sinkkästen, wenn dieselben ohne Wasserschlüsse oder Luftklappen sind. Je stärker das Gefälle der Leitungen zwischen dem Sinkkasten und dem Straßenkanal und je größer die Wassermenge welche diese Leitung passiert, um so größer ist — unter Voraussetzung, daß die Leitung nicht voll läuft — die Menge der mitgerissenen Luft. Man wird daher gegen ein Uebermaß dadurch vorzukehren haben, daß man das Gefälle und den Querschnitt der Anschlußleitungen nicht unnötig vergrößert, die Anzahl der Sinkkästen auch ausreichend bemäßt.

Will man den Eintritt übergroßer Luftmengen durch die Regenrohre vermeiden, so ist dazu der in den Fig. 318, 319 mitgeteilte Entlüftungsapparat geeignet; minder vollkommen erfüllt ein Wasserschluß am unteren Ende des Regenrohrs denselben Zweck, wobei er noch in der Tiefe eine unbequeme Lage erhält. Dem Mitreißen von Luft durch Abdeckungen von Einsteigeschäften und Lampenlöchern kann man durch Verwendung dichter Abdeckungen begegnen; doch wird man sich dieses Mittels nur bei Kanalisationen in Ueberschwemmungsgebieten oder da bedienen, wo man mit demselben gleichzeitig einen anderen Zweck erreicht, nämlich den, den gelegentlichen Austritt von Kanalluft zu verhindern. Letztere Aufgabe kann aber bei Schächten und Lampenlöchern, die in sehr engen Straßen, oder in unmittelbarer Nähe von Hauseingängen und Fenstern liegen, nur unvollkommen in der Weise gelöst werden, daß man den Schacht oder das Lampenloch mit einer Nebenöffnung ausführt, welche so gestaltet ist, daß die austretende Luft zuvor mit einem Körper in Berührung kommt, welcher den übeln Geruch derselben absorbiert oder verdeckt (Kohle, rohe Karbolsäure, Chlorkalk u. s. w.). Wo die Einsteigeschäfte dicht abgedeckt und Straßensinkkästen nicht vorhanden sind, läßt man die Regenrohre über Straßengleiche endigen und führt, aber oberhalb der Endigung, ein Luftauslaßrohr für den Straßenkanal in dasselbe ein.

Vorzüge vor den genannten Hilfsmitteln hat es grundsätzlich, die Zahl der Verbindungen des Kanalinnern mit dem Freien nicht zu beschränken. Müssen die Abdeckungen der Einsteigeschäfte und Lampenlöcher dicht, und die

*) Bei genaueren Versuchen, die hierzu in Posen angestellt wurden, fand man die mitgerissene Luftmenge gleich dem 6—8fachen der abfließenden Wassermenge; die Luftmenge nahm mit der Wassermenge zu: auf das 6fache, als 25 l Wasser, und das 8fache, als 75 l Wasser abflossen (Gesundheits-Ingen. 1896, S. 381).

Sinkkästen ohne Wasserschlüsse sein, so ist es zum Ausgleich von Luftpressungen notwendig, für Ersatz durch anderweit geschaffene Verbindungen mit dem Freien zu sorgen. Dazu dienen zunächst besondere Auslässe für Luft, die vom Scheitel der Kanäle ausgehen. Hierzu wird als Beispiel auf die Fig. 112 verwiesen, welche so eingerichtet ist, daß nicht Schmutzteile in das senkrecht geführte Rohr hineingelangen können. Will oder darf man mit solchen Auslässen die Straßenfläche nicht durchbrechen, so können sie durch kleine Zweigleitungen mit den Sinkkästen dicht unterhalb des Rostes derselben verbunden werden, wie dies z. B. in Dresden ausgeführt ist. Ferner steht Anschluß an die Regenrohre zu Gebote, die wenigstens für die Zeiten trockenen Wetters als Luftauslässe wirksam sein können. Soll aber Anschluß an die Regenrohre vermieden werden, so kann man an den Häuserfronten — eventuell auch an den Hinterfronten — besondere Rohre für Luftauslaß hinauf führen. Am besten eignen sich hierzu eiserne Rohre, weil dieselben luftdicht herstellbar sind, während gewöhnlich Rohre aus Zinkblech mit undichten Stößen hergestellt zu werden pflegen. Wenn solche Rohre in der Nähe von Fenstern oder Thüröffnungen vorbeiführen, so können dadurch Geruchbelästigungen verursacht werden. Die Endigung der Entlüftungsrohre muß aus demselben Grunde, wenn sich nahe unter der Traufkante des Daches Fenster befinden, um ein Stück über Traufe geführt werden. Regenrohre, die als Entlüftungsrohre benutzt werden, sind deshalb am oberen Ende zu gabeln, wobei der Regeneinlauf am besten mittelst eines seitlichen Stutzens siphonartig gebogen und das Entlastungsrohr senkrecht aufwärts geführt wird.

§ 385. Die vorstehend beschriebenen Einrichtungen genügen für den Zweck des Ausgleichs von Luftdruckverschiedenheiten in den Kanälen, sind aber nicht geeignet, einzigen Nutzen für den Luftwechsel in den Kanälen zu schaffen, weil dazu die treibende Kraft fehlt. Selbst die zu großer Höhe emporgeführten Regenrohre leisten für den Luftwechsel in den Kanälen relativ wenig, wie dies in § 77 ziffermäßig nachgewiesen ist. Eine gewisse Mehrleistung derselben läßt sich durch Aufsetzen von Apparaten, die als Windhüte, Luftsauger u. s. w. bezeichnet werden, erreichen; der Hauptwert solcher Apparate besteht aber in der regelnden Wirkung, welche sie auf den austretenden Luftstrom ausüben. Wirksame Mittel sind: Lockflammen, als welche auch die Wärme der Flamme von Straßenlaternen benutzt werden kann, sogenannte warme Rohre in den Gebäuden, besondere Schlote, Kesselfeuерungen, Dampfschornsteine. Ueber den Wirkungsgrad solcher Einrichtungen vergleiche die bezüglichen Angaben u. s. w. in den §§ 77 und 78. Handelt es sich um die Schaffung von Luftwechsel an einzelnen Punkten eines Kanalnetzes, z. B. an sogenannten toten Enden, oder an Punkten, dicht oberhalb welchen der Kanal zu Ende, oder gewöhnlich verschlossen ist, oder endlich an Punkten, an welchen Geruchbelästigungen sich dauernd in besonderem Maße, oder unter wiederkehrenden Umständen geltend machen, so empfiehlt sich hier, wenn nicht auf einfachere Weise zu helfen ist, der Einbau einer Kammer, in welcher ein kleiner Ofen mit Gasheizung aufgestellt wird (Ausführung in Stuttgart); durch die Hitze der Flammen findet auch Zerstörung übler Gerüche statt. Befindet sich in der Nähe des dauernd oder während längerer Zeiträume tot liegenden Endes ein Schacht mit nicht dichter Abdeckung, so mag es genügen, zwischen dem Kanal und dem Schacht eine immerwährend offene Verbindung durch ein kleines Rohr herzustellen.

In Edinburg hat man in 90 m Abstand Luftrohre auf die Kanäle gesetzt, welche teilweise in Gesträuchen, fern von dem Kanal in geringer Höhe ausmünden. Bei größeren Gefällen, wo die Barometerdruck-Verschiedenheiten an den beiden Enden einige Wirkung üben, mag man

in Abständen von 500—1000 m Rohre von einiger Weite und Höhe aufsetzen, und am oberen Ende mit Luftsaugern versehen. — In Widness sind auf einem 2182 m langen Kanal von 0,38 bis 0,61 m Weite zwei Schleote von 0,9 m Weite und 15 m Höhe errichtet, daneben zugleich kleinere Luftrohre von 10 und 20 cm Weite. — In Frankfurt a. M. sind außer zahlreichen kleinen Lüftungsöffnungen für die Lüftung des ganzen großen Kanalnetzes zwei heizbare Schleote von großem Querschnitt eingerichtet bzw. erbaut. Auch die Hamburger Kanäle haben besondere Lüftungseinrichtungen. — In Charlottenburg werden die Regenrohre zur Lüftung der Kanäle benutzt. — Auf welche Kanallängen sich die Wirkung geheizter Schleote erstrecken kann, ist in § 79 rechnerisch ermittelt. Ungeheizte Lüftungsrohre erstrecken — nach Bazalgette — ihre Wirkung nur auf etwa 90—180 m Kanallänge; ob diese Zahlen sicher sind, ob sie Durchschnitte, Maxima oder Minima bedeuten, sei dahingestellt.

§ 386. Die Hausleitungen befinden sich mit Bezug auf Reinhaltung einerseits in günstigerer, andererseits aber auch in ungünstigerer Lage als die Straßenkanäle. Bei letzteren wird schon durch die Organisation des Betriebes und die Zusammenfassung desselben in einer Hand ein besserer Reinlichkeitszustand verbürgt, als bei dem auf viele Hände verteilten, ganz ungeregelten Betriebe der Hausleitungen. Günstig ist es, daß diese Leitungen zum größten Teil sogenannte „stehende“ sind, ungünstig, daß der Abfluß in ihnen stößweise erfolgt, daher längere Zwischenräume vorkommen, während welcher der Abfluß stockt, und an der Rohrwand hängen gebliebene Schmutzteile Zeit haben sich fester anzuhängen. Die Verunreinigung der Rohrwand in dieser Art wird durch die warme Lage der Rohre und hindurchgehenden Luftzug befördert. Ungünstig ist ferner die Enge der Hausleitungen und ihre Unzugänglichkeit, beides Umstände, die es verhindern oder stark erschweren, anhängende Schmutzteile auf andere Weise als durch Spülung zu entfernen. Die „liegenden“ Teile der Hausentwässerung sind durch gute Gefälle, auch den in ihnen weniger stößweise erfolgenden und in mehr gesammelter Form sich vollziehenden Abfluß, meist auch durch bessere Zugänglichkeit vor den stehenden Leitungen begünstigt. Aus diesen Umständen erklärt es sich, daß die stehenden Leitungen oft stark verschmutzen. Dies, und die Möglichkeit, daß durch Undichtheiten, oder infolge Zerstörung von Wasserschlüssen unter den Ausgüssen und Einlässen, ferner durch Aspirationswirkung der umgebenden wärmeren Luft üble Gerüche den Weg in die Wohnungen nehmen können, nötigt dazu, für die Hausleitungen besonders wirksame Lüftungseinrichtungen zu treffen, wenn, wie hier vorausgesetzt ist, dieselben im Innern der Gebäude angeordnet sind. Dieselben an die Außenseiten der Gebäude zu verlegen, wie es z. B. in England aus Scheu vor Kanalgasen allgemein üblich ist, verbietet sich in Deutschland klimatischer Verhältnisse wegen, ist aber auch aus dem Grunde nicht empfehlenswert, daß dabei die für den Luftwechsel in den Leitungen so wirksame warme Lage derselben verloren gegeben wird.

Daß und in welcher Weise der stößweise erfolgende Abfluß durch die stehenden Hausleitungen Zerstörungen der unter den Ausgüssen anzurückenden Wasserschlüsse mit sich bringt, ist bereits im § 346 besprochen worden; in den Fig. 263 und 267—270 wurde auch eine Anzahl von Wasserschlußformen mitgeteilt, durch die diese Gefahr beseitigt werden soll. Am meisten gebräuchlich sind jedoch zur Aufhebung von Luftunter- und -Ueberdruck, der stellenweise in den Leitungen entstehen kann, die in den Fig. 271 und 272 dargestellten Mittel.

Die Anordnung kurzer Rohrstücke *r* (am besten eiserner Formstücke), die vom höchsten Punkte des inneren Schenkels des Wasserschlusses ins Fallrohr führen, ist weniger sicher in der Wirkung als die Einmündung dieser Rohrstücke in ein besonderes Rohr *l*, das entweder nahe dem oberen Ende des Fallrohrs an dieses angeschlossen, besser aber selbständig bis über Dach geführt wird. Das Rohr *l* wirkt als Luftzubringer, wenn im Fallrohr stellenweise Unterdruck entsteht.

Für Aufhebung von Ueberdruck, der sich im Fallrohr vor herabstürzenden Wassermassen einstellen kann, wird am sichersten durch Querschnittserweiterungen der betreffenden Rohrstrecken, sowie durch sanfte Vermittelung von Richtungswechseln, eventuell durch passend angebrachte Beiwege der Prefluft gesorgt.

Für die Lufterneuerung der Hausleitungen steht der durch Barometerdruck-, Wärme-, Feuchtigkeits- und Kohlensäuregehalt-Unterschied bestimmte Unterschied in dem Gewicht der Luftsäule des Freien über die im Rohr befindliche zur Verfügung. Ueber die Größe desselben und die durch die Jahreszeit bedingten Richtungswechsel vergl. in §§ 76 ff. Hier handelt es sich noch um die Art und Weise, wie für den Luftein- und -Austritt gesorgt wird, und einige Angaben über die Weite von Luftrohren. Für ein oder zwei Wasserklossets erhält das Luftrohr 50 mm, für mehr als zwei 75 mm Weite und zwar ohne Rücksicht auf die Höhe. Bei Waschbecken, Ausgüssen u. s. w. genügt für das Luftrohr, je nach der Zahl der Anschlüsse, die Weite von 30—50 mm. Liegen zwei Ausgänge neben- oder dicht

Fig. 426 *).

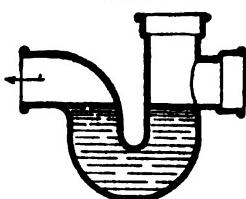


Fig. 427 *).

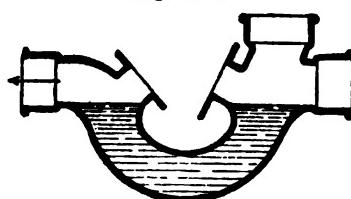
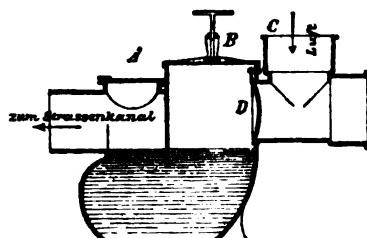


Fig. 428 *).



übereinander, so wird, um gegenseitige Beeinflussungen zu verhüten, zweckmäßig eine Zunge von einiger Höhe in dem Luftrohr angebracht.

Das obere offene Ende eines Luftrohrs wird zweckmäßig mit einem Aufsatz versehen, welcher regelnd wirkt, und Windrichtungen, die den Ein- oder Auslaß von Luft hindern, abhält oder auch so verändert, daß günstige Beeinflussung stattfindet.

§ 387. Wechselseitig gestalten sich die Einrichtungen am unteren Ende der Hausleitungen, in dem jetzt vorauszusetzenden anderen Falle (zu b oben), daß die Lüftung ohne Zusammenhang mit der Lüftung des Straßenkanals einzurichten ist, Hausleitungen und Straßenkanal also durch zwischenliegende Wasserschlüsse, Klappen u. s. w. voneinander gesondert sind. Es sind alsdann Öffnungen für Luftein- oder -Austritt anzulegen, welche in ihrer Wirkung unabhängig von jenen dauernd bestehenden oder mit Unterbrechungen in Thätigkeit befindlichen Sperrungen funktionieren. Handelt es sich um Sperrungen durch Siphonwasserschlüsse,

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.
Büsing, Stadtereinigung. 2.

so kann die Lage der Oeffnungen für Luft sehr verschieden geordnet werden; Beispiele hierzu sind bereits als Fig. 240—245 und 247 mitgeteilt; noch einige andere folgen hier als Fig. 426, 427, 428. Letztere (von Knauff angegebene) Konstruktion vereinigt in sich einen Wasserschlaf, einen Schlammfang, einen Hochwasserverschluß (durch selbsttätige Klappe), zwei Reinigungsöffnungen und einen Lufteinlaß. Die Anbringung von zwei Reinigungsöffnungen, von welchen A immer zuerst zu öffnen ist, soll den Zweck erfüllen, daß wenn etwa eine Rohrverstopfung hinter dem Hochwasserschluß besteht, der Inhalt der Hausleitung nicht aus der (fälschlich zuerst freigelegten) Oeffnung B austritt.

Wo die Luft aus dem Freien zu entnehmen ist, richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen. Vielfach wird unmittelbar an der Hausfront ein kleiner

Schacht für den Siphon angelegt, in welchem das Lüftungsrohr frei endigt. Andere Anordnungen zeigen die Fig. 429, 430, von welchen erstere im Vorzuge vor letzterer sein kann, doch nicht immer ist. Denn wenn die Richtung des Luftstromes sich umkehrt, so können bei Fig. 429 für die Straßenpassanten und für die Hausbewohner (ebenso wie bei der vorhin erwähnten Schachtanlage) Geruchbelästigungen entstehen, welche vermieden werden, wenn man nach Fig. 430 ein zu genügender Höhe an der Hausfront hinaufgeführtes Rohr, eventuell auch das Regenrohr als Luftzubringer benutzt; bei letzterem muß freilich Dichtigkeit der Verbindungen vorausgesetzt werden. An Barometerdruckverschiedenheiten verliert man bei Benutzung des (nicht dichten) Regenrohrs; sowohl

in kalter als warmer Jahreszeit mag dieser Verlust bedeutungslos sein, wogegen er bei Gleichheit der Außentemperatur mit der Temperatur in der Hausleitung die Einrichtung ganz unwirksam machen kann (vergl. § 76 ff.). Das Zubringerrohr kann

auch im Innern des Hauses hochgeführt werden. Diese Lage empfiehlt sich jedoch nicht, weil bei derselben außer an Antrieb durch Barometerdruckunterschiede noch an Antrieb durch Temperaturunterschiede verloren gegeben wird. Sie kann aber ausreichend wirksam sein, wenn die Hausleitungen besonders warm liegen, oder wenn die oberen Enden derselben etwa in einen erwärmten Schlot einmünden, oder wenn mechanischer Antrieb (etwa durch Luftschauben u. s. w.) vorhanden ist.

Einerlei, ob das Zubringerrohr an der Außen- oder Innenseite der Gebäude hochgeführt wird, so fehlt für denjenigen Teil der Leitung, der zwischen dem Straßenkanal

und der Absperrungsstelle liegt, die Lüftung ganz; dieses Stück kann eine ziemlich bedeutende Länge erreichen, und dann der Mangel an Lüftung einen Uebelstand bilden. Vielleicht ist durch häufige Spülungen Ersatz zu schaffen, vielleicht auch die Spülung durch das an dieses Leitungsstück anschließende Regenrohr ausreichend. Wo keins von beiden der Fall ist, empfiehlt sich die Anlage einer Umleitung, die etwa nach Angabe in Fig. 431 anzurichten ist, welche für den Fall gilt, daß es sich um die Lüftung einer Küchenleitung handelt, in der eine Sperrung durch einen Fetttopf vorkommt; ähnliche Umleitungen können vielfach nötig sein.

Uebrigens können die Einrichtungen zur Verhütung von Luftpressungen oder

*) Nach: Handbuch der Ingenieurwissenschaften, a. a. O.

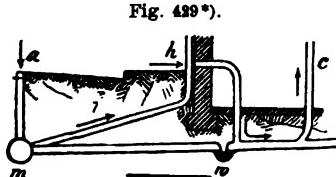


Fig. 429*).

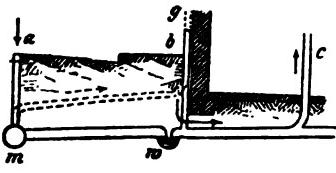


Fig. 430*).

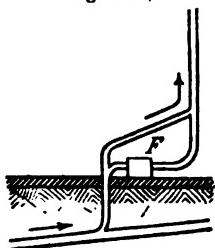


Fig. 431*).

zur Schaffung von Luftwechsel in Hausleitungen, die am unteren Ende dauernd oder vorübergehend abgesperrt sind, in den Einzelheiten in so mannigfacher Weise ausgestaltet werden, daß sie sich nicht in einigen wenigen Figuren erschöpfend darstellen lassen. Besonders eingehend ist der Gegenstand in Baumeister, Städtisches Straßenwesen und Städtereinigung S. 284 ff. behandelt; der Hinweis auf diese Quelle muß hier genügen.

Wenn die Einstiegeschäfte und Lampenlöcher dicht abgedeckt sind und die Sinkkästen Wasserschlüsse oder auch Luftklappen haben, die nach außen schlagen, und keine Hochwasserverschlüsse an den unteren Enden der Hausleitungen bestehen, so befinden sich die Hausleitungen etwa in derselben Lage wie vor, und sind daher auch die gleichen Einrichtungen zur Erzielung von Luftwechsel anzuwenden. Wurden für die Straßenkanäle zum Ausgleich von Luftpressungen besondere Öffnungen angelegt, oder die Sinkkästen ohne Wasserschlüsse bzw. Luftklappen hergestellt, so mag unter Umständen von der Anordnung besonderer Luftzubringerrohre abgesehen werden können.

§ 388. In England und Amerika bildet die Abtrennung der Hausleitungen von den Straßenkanälen durch sogenannte unterbrechende Wasserschlüsse die Regel, in Deutschland die wohl nicht häufig vorkommende Ausnahme. Der englischen Anordnung liegt die bereits in § 87 als unhaltbar erwiesene Annahme der Entstehung von spezifisch schädlichen Gasen in den Straßenkanälen zu Grunde. Aber selbst wenn man dieselbe, sei es ganz, sei es teilweise anerkennen wollte, würde es grundsätzlich richtiger sein, Abwehrmittel gegen die Entstehung der Schädlichkeiten, als gegen ihre Ausbreitung zu richten. Und daß man in der Lage ist, durch rationelle Ausgestaltung eines Kanalnetzes, durch Sorgfalt im Bau und Betrieb, durch ausreichende Spülung und Lüftung die Entstehung der wirklichen oder vermeintlichen Schädlichkeiten zu verhindern, läßt sich nicht nur durch Verunftschlüsse erweisen, sondern findet durch zahlreich genug vorliegende Beobachtungen an sorgfältig ausgeführten und betriebenen Kanalisationssanlagen Bestätigung. Nur ein paar besondere Umstände bestehen, die Veranlassung zur Nachahmung des englischen und amerikanischen Beispiels geben könnten, auch wenn man die sogenannte Kanalgastheorie verwirft: Befinden sich Straßenkanal und Hausleitungen in offener Verbindung, sind die Hausleitungen nicht luftdicht, und ist die Wirkung der Wasserschlüsse unter den Ausgüssen nur unvollständig gesichert, so ist das Haus von der Gefahr, daß üble Gerüche aus Kanälen und Hausleitungen mit mangelhaftem Reinheitszustande eindringen, nicht frei, und dies gilt insbesondere von den höher temperierten Räumen mit entsprechend größerer Auflockerung ihres Luftinhalts. Da aber der Ursprung der Gerüche ebensowohl in den Hausleitungen als in den Straßenkanälen liegen kann, so gewährt die Abtrennung der ersten von den letzteren immerhin noch keine volle Sicherheit gegen Belästigungen, sondern gewährleistet nur eine gewisse, vielleicht nur eine sehr geringe, möglicherweise auch gar keine Verminderung der Belästigungen. Dessenungeachtet ist in einzelnen deutschen Städten Abtrennung der Hausleitungen von den Straßenkanälen aus dem Gesichtspunkte vorgeschrieben worden, um etwaige Mängel in der Beschaffenheit der Hausleitungen zu decken, mit welchen man so lange glaubt rechnen zu müssen, als die Technik des Installationswesens der Stadt sich nicht auf ausreichender Höhe befindet, oder als die Zuverlässigkeit der betreffenden Arbeiter nicht zweifelsfrei ist. Von solchen Städten sind aber nachträglich mehrere von der zunächst erlassenen Bestimmung wieder zu Gunsten der offenen Verbindung zwischen Straßenkanal und Hausleitungen abgegangen, die sowohl einfacher und dadurch weniger kostspielig ist, als auch eine ungleich bessere Wirksamkeit der Lüftung beider

verbürgt, dazu auch leichter zu handhaben und frei von der Gefahr von Betriebsstockungen ist, zu welchen unterbrechende Wasserschlüsse leicht die Veranlassung werden. Wo aber Anschlüsse an alte bestehende Kanäle mit mangelhafter Lüftung, oder an Stellen neuer Kanäle stattfinden, die vermöge besonderer Umstände nicht wirksam gelüftet werden können, ist die Einschaltung eines unterbrechenden Wasserschlusses jedenfalls zu empfehlen.

§ 389. Sind Straßenkanal und Hausleitungen ohne Unterbrechung durch einen Wasserschluß, oder durch einen für gewöhnlich geschlossenen Hochwasserverschluß, und sind die Schachtabdeckungen mit Öffnungen versehen, so werden infolge der Luftverdünnung in beiden, ferner infolge Vergrößerung der Luftsäulenhöhe des Freien Straßenkanal und Hausleitungen sich bei der Lufterneuerung unterstützen, wodurch die Wirkung entsprechend weit über diejenige hinaus vergrößert wird, welche mit künstlichen Einrichtungen, wie sie bei gesonderter Lüftung der einen und anderen Art von Leitungen notwendig sind, erreichbar ist. Das Nähere darüber ist aus § 76 ff. zu entnehmen. Besondere Einrichtungen entfallen, abgesehen nur davon, daß beim Vorkommen von Hochwasserverschlüssen und Fettöpfen in den Hausleitungen Umleitungen für die Luft nach Art von Fig. 431 notwendig werden. Für den Lüftungszweck ist aber die Vermeidung von solchen Hochwasserverschlüssen, die für gewöhnlich geschlossen sind, vorteilhafter. Als ein kleiner Uebelstand mag es bei dieser Einrichtung zur Lufterneuerung angesehen werden können, daß durch die Lebhaftigkeit des Luftzuges in den Hausleitungen die Wasserschlüsse unter Ausgüssen und Becken der Gefahr durch Verdunstung aufgehoben zu werden, unterstehen. Es muß dagegen durch ausreichende Höhe derselben (7—10 cm und darüber) sowie durch andere zur Hand befindliche Mittel vorgekehrt werden.

§ 390. Druckleitungen für Schmutzwasser bedürfen der täglichen Entlüftung mittelst sogenannter Lufthähne. Die sorgfältige Bedienung der Lufthähne ist so wichtig, daß dieselbe durch geeignete Kontrollmittel sichergestellt werden muß.

§ 391. In Heberleitungen ist infolge des bestehenden Unterdrucks eine reichlichere Entbindung von übelriechenden Gasen als in anderen Kanälen zu erwarten. Der Lüftungszweck wird bei denselben teilweise durch beständiges oder öfteres Absaugen gewisser Luftmengen erreicht, teils auch dadurch bis zu einem gewissen Grade entbehrlich gemacht, daß äußerer Ueberdruck stattfindet.

Beim Trennsystem Shone bedürfen die Schmutzwasserzuleitungen zu den Ejektoren Luftwechsel wie sonstige Leitungen. Derselbe kann nur durch Aspiration geschaffen werden, weil am unteren Ende keine Gegenluftsäule vorhanden ist. In der Regel werden die Zuleitungen gute Gefälle haben, wodurch die Lüftung begünstigt wird. In die Ableitungen von den Ejektoren wird immer von neuem Frischluft eingeführt; daher sind für diese Lüftungseinrichtungen unnötig. Etwa das Gleiche wie vor gilt für die Zubringerleitungen sowohl als die Ableitungen des Systems Liernur.

Im Trennsystem Waring sind die Leitungen von der freien Atmosphäre getrennt, wogegen zwischen dem Straßenkanal und den Hausleitungen keine Trennung besteht oder notwendig ist. Luftwechsel muß daher wie bei den Zuleitungen des Systems Shone durch Aspiration geschaffen werden, wozu gewöhnlich Anschluß der Hausleitungen an besondere Schlote oder auch Schornsteine stattfindet.

§ 392. Wegen der großen Bedeutung einer guten Kanallüftung einerseits und der Schwierigkeiten ihrer Einrichtung andererseits müßte es bei Gebäuden mit

künstlichen Lüftungseinrichtungen als Regel gelten, die Hausleitungen an denselben zu beteiligen. Obwohl sich dies oft leicht durchführen lassen würde, scheint es doch, daß davon bisher wenig oder kaum Gebrauch gemacht worden ist. Beim Bestehen von Gasleitungen im Hause sollte es niemals unterlassen werden, durch Anbringen von einer oder ein paar Gasflammen an geeigneten Stellen die Lüftung der Hausleitungen zu verbessern.

Zum Schluß dieses Abschnittes soll noch die Angabe einiger von den zahlreichen litterarischen Quellen erfolgen, welche ausschließlich von der Lüftung der Kanäle handeln, oder doch dieselbe eingehender berücksichtigen. Diese sind:

Renk, Die Kanalgase, deren hygienische Bedeutung und technische Behandlung. München 1882.
Soyka, Roszahegyi, Renk, Ueber Kanalgase als Verbreiter epidemischer Krankheiten in der

Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege, Bd. 14.

Lissauer, Ueber das Eindringen von Kanalgasen in die Wohnräume. Das. Bd. 13.

Vierteljahrsschrift für öffentliche Gesundheitspflege Bd. 27 u. 28. (Vergl. hierzu § 87.)

v. Gruber, Anhaltspunkte für die Verfassung neuer Bauordnungen in allen die Gesundheitspflege betreffenden Beziehungen. Wien 1893.

Vogel, Die Anlage der Hausentwässerungen in Hannover. Linden 1893.

Strachan, On Sewer ventilation. Min. of Proceed. of the Inst. of Civ. Engin. London 1886.

Roechling, Sewer gas and health. London 1898.

Außerdem ist auf die auf S. 146 und am Schluß des folgenden Abschnitts mitgeteilte Litteratur zu verweisen.

XXVII. Abschnitt.

Hausentwässerung.

1. Kapitel.

Bestandteile der Hausentwässerung.

§ 393. Zur Hausentwässerung gehören zunächst, teils bestimmt, teils nur in gewissem Umfange, alle diejenigen Gegenstände, aus welchen verunreinigte Wasser an die auf dem Grundstück verlegten Leitungen übergeben werden, und als verunreinigtes Wasser gilt im vorliegenden Sinne auch das Wasser von Dächern und Höfen. Fernere Bestandteile der Hausentwässerung sind die Ableitungen selbst, mit den darin und daran vorkommenden besonderen Einrichtungen, Verschlüssen u. s. w., und endlich diejenigen Einrichtungen, welche zum Spülen und Lüften der häuslichen Leitungen dienen.

§ 394. Zu den wichtigsten Bestandteilen einer Hausentwässerung rechnen die Spülaborde, die Wasserklosets und die Küchenausgölle. Was die Spülaborde und Wasserklosets betrifft, so haben für die Aeußerlichkeiten der Einrichtung gewisse Grundsätze allgemeiner Art Geltung. Die Abortzellen müssen im Interesse der Reinlichkeitspflege geräumig und hell sein: Mindesthöhe der Zelle 3 m; direkter Zutritt von Licht; Hellfarbigkeit der Wände und Waschbarkeit derselben. Wasserundurchlässigkeit des Fußbodens, Lüftbarkeit des Raumes sind selbstverständliche Ansprüche, die auch bei gewöhnlichen Anlagen erfüllt sein sollten, bei feineren aber bedeutender Erweiterungen fähig sind. Jeder Teil des Raumes muß übersehbar und leicht zugänglich sein. Mit letzterer Forderung steht Holzverkleidung der Sitze in Widerspruch; die Anwendung von Holz sollte aber auch aus dem Grunde aufs engste eingeschränkt werden, daß Holz Feuchtigkeit und Schmutzteile eindringen läßt. Wird Holz nicht ganz ausgeschlossen, so muß dasselbe Hartholz sein und helle Politur oder Firnistränkung erhalten. Besondere Aufmerksamkeit ist auf die Lüftungseinrichtungen der Abortzelle zu verwenden. Da üble Gerüche nicht nur in dem Ableitungsrohr, sondern auch im Trichter des Sitzes und, durch Verbreitung von Unreinlichkeiten, z. B. mit Papier, auch an anderen Stellen entstehen können, da ferner der Raum kühl ist, da bei dem Verschluß unter dem Trichter mit der Möglichkeit zeitweiliger Aufhebung zu rechnen ist, und der Sitzdeckel nicht luftdicht abschließt, so sind bei Aborten Einrichtungen von größerer Wirksamkeit als zur Lüftung von Wohnräumen notwendig. Der Raum unter dem Sitz, das Innere des Trichters müssen entlüftet werden können; am besten ist warme

Lage des Entlüftungsrohrs oder Einführung desselben in ein sogenanntes warmes Rohr, am besten das einer Küchenfeuerung. Das Fenster muß zum Oeffnen eingerichtet, der Deckel des Sitzes sollte möglichst immer doppelt sein. — Wo irgend angängig, empfiehlt es sich, die Abortzelle durch einen kleinen Vorraum vom Hausinnern abzutrennen. Durch die nahe Lage der Abortzelle an Küchen oder höher temperierten Räumen wird das Eindringen übler Gerüche ins Haus begünstigt. Möglichst sollte in der Klosettzelle beständig Unterdruck der Luft herrschen, damit die Luftströmung von außen die Richtung zu derselben hin nimmt; diesem Zwecke dient es, daß in der Zelle eine geringere Temperatur als in dem anstoßenden Raume erhalten wird. In ästhetischer Richtung ist zu fordern, daß die Abortzelle eine leicht auffindbare, aber nicht auffällige Lage erhalte.

Das Vorstehende bezieht sich im allgemeinen auf Einzelaborte; Modifikationen, die teils Vervollständigungen, teils Nachlässe an den aufgestellten Forderungen sein können, treten für Massenaborte ein, und werden durch besondere, in der Natur des Einzelfalles begründete Ansprüche bedingt, die so mannigfaltig sind, daß auf dieselben hier nicht eingegangen werden kann. Ein gewisses Eingehen bleibt für die Vorführung von Einzelfallen vorbehalten. Analoges wie für Aborte gilt für Pissoire.

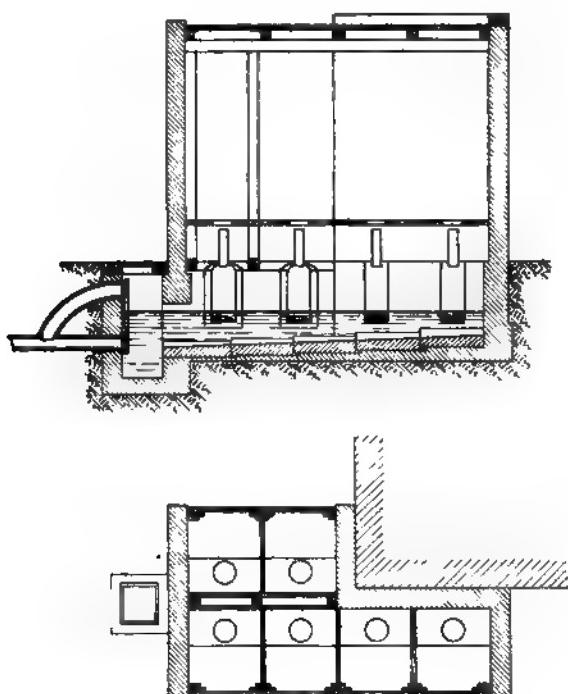
§ 395. Spülaborte können als Zwischenstufen zwischen gewöhnlichen Aborten und Wasserklosets angesehen werden. Bei denselben erfolgt die Abführung des Inhalts absatzweise, nach Oeffnung eines Verschlusses, und es findet vorläufige Festhaltung in einem Trog, oder einem Rohrstück, oder einem gemauerten Behälter statt; von hier aus geht der Inhalt entweder in ein offenes Gewässer, oder eine Grube, und nur ausnahmsweise in den Straßenkanal, weil die in Spülaborten zum Abschwemmen der Absonderungen verwendete Wassermenge in der Regel erheblich geringer ist, als in Wasserklosets; dieselbe sollte aber nicht unter etwa 2 l pro Kopf und Tag bemessen werden; auch hierbei wird gewöhnlich noch eine größere Dickflüssigkeit des Inhalts bestehen bleiben. Anwendung finden Spülaborte besonders bei Schulen, auf Bahnhöfen, in Krankenhäusern, Fabriken u. s. w. Was ihnen hier den Vorzug verschafft, ist der geringe Wasserverbrauch, daneben die Leichtigkeit der Entfernung des Inhalts, wenn dieser etwa in ein offenes Gewässer abgelassen oder in unmittelbarer Weise zu Kulturen verwendet werden kann. Wo Aufspeicherung in Gruben geschehen muß, hängt es durchaus von der Oertlichkeit ab, ob durch Einführung von Spülaborten wirtschaftliche und gesundheitliche Vorteile vor dem gewöhnlichen Grubensystem oder einem anderen Abortsystem verwirklicht werden. Ungeeignet sind Spülaborte für große Miethäuser, wenn keine Persönlichkeit vorhanden ist, welche für strenge Ordnung der Bedienung der gemeinsamen Anlage und rechtzeitige Leerung der Grube sorgt, brauchbar allerdings für Einzelwohnhäuser oder kleine Miethäuser, immer jedoch in hygienischem Sinne minderwertig. In Zeiten von Epidemien bilden die Möglichkeit der Desinfektion des Inhalts, und für gewöhnlich die erleichterte Leerung Vorteile, welche Spülaborte vor gewöhnlichen Aborten mit Gruben voraus haben. Auf die Herstellung der Gruben für Spülaborte muß besondere Sorgfalt verwendet werden.

Für die Größe der Gruben fordert ein preußischer Ministerialerlaß vom 4. November 1887 den Rauminhalt von mindestens 3 l pro Kopf und Tag und kurze Leerungsfristen. Entweder sollen die Gruben mit doppelten Wänden und einer Zwischenlage aus Thonschlag, aus Klinkern, oder hartgebrannten Ziegeln hergestellt werden, oder es sind freistehende schmiedeiserne Behälter, oder auch in den Grund versenktes, gut fundamentierte Behälter aus Gußeisen zu benutzen. Es wird dicht schließende, doppelte Bedeckung der Gruben und Leerung derselben mittelst dicht schließender Pumpen vorgeeschrieben, deren Saugrohr in der Grube fest anzubringen ist, damit Verunreinigungen der Umgebung verhütet werden. Empfohlen werden statt der Gruben und

festen Behälter fahrbare Behälter mit Herstellung der Luftleere durch Dampf; gefordert werden Einrichtungen, die das Ueberlaufen der Gruben sicher verhüten. Geeignet zur Entleerung sind indessen auch Behälter, aus welchen die Luft mittelst Luftpumpe entfernt, oder in welchen Luftverdünnung durch Entzündung von Gasen hergestellt wird, wie das bei dem Apparat von R. Wegner in Britz bei Berlin stattfindet, in welchem Benzin verdampft, und danach entzündet wird.

In den Fig. 432—437 werden drei verschiedene Einrichtungen von Spülaborten vorgeführt, von welchen Fig. 432—435 die einfachste darstellt, Fig. 437 am meisten entwickelt ist. — Um die festen Absonderungen zu zerteilen, und dadurch Verstopfungen in der Ableitung entgegen zu wirken, werden in Wasserspiegelhöhe wohl Walzen drehbar unter den Sitzen eingelegt; diese Einrichtung kann aber bei der wechselnden Lage des Wasserspiegels ihren Zweck nur mangelhaft erfüllen und wird dem Reinlichkeitszustande leicht abträglich.

Fig. 432—435.



Eine besondere Form von Spülaborten bilden die Klossetts des Liernur-systems, Fig. 438, weil in diesen der Wasserverbrauch pro Kopf und Tag auf nur ein paar Liter beschränkt ist; höherer Verbrauch soll durch Ueberlaufeinrichtungen, die gesundheitlich eine sehr üble Zugabe darstellen, verhindert werden. Die Besonderheit der Form liegt in der Größe des Trichters, die so bemessen ist, daß darin die Absonderungen für die Dauer eines Tages Platz finden, und ferner darin, daß am unteren Ende des Trichters ein sogenannter Kotverschluß liegt, der sich nahe unter der Anschlußstelle an das Ableitungsrohr noch einmal wiederholt.

§ 396. Bei den eigentlichen Wasserklossetts werden als Behälter zum Empfang der Absonderungen zunächst Trichter und Becken unterschieden, ohne daß aber ein strenger Unterschied zwischen beiden stattfindet. Trichter von etwas wechselnder Gestalt haben die Klossetts Fig. 439—444. Allen diesen Formen ist als Uebelstand gemeinsam, daß bei Beschränkung des Spülwasserverbrauchs, die vielfach

Fig. 437.

Fig. 438.

Fig. 436.



Fig. 439.

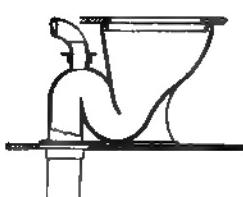


Fig. 440.

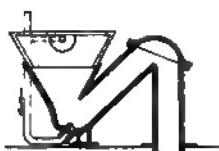


Fig. 441.

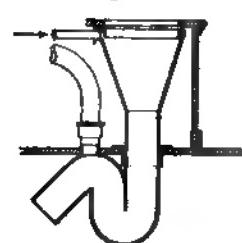


Fig. 442.

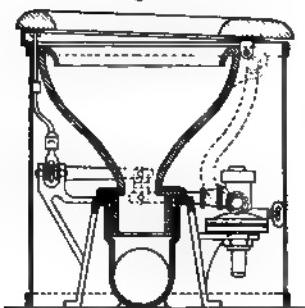


Fig. 443.

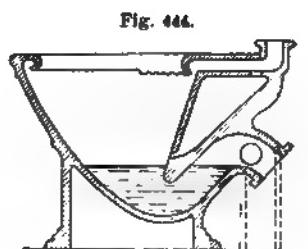


Fig. 445.

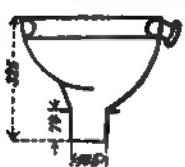


Fig. 446.

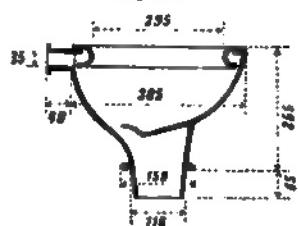


Fig. 447.



Fig. 448.

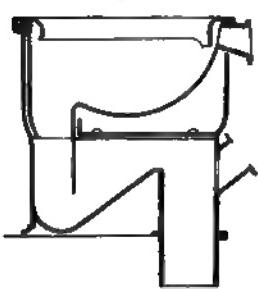


Fig. 449.

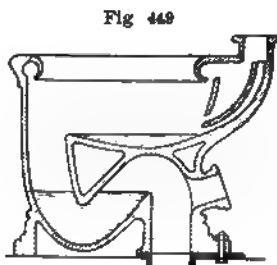
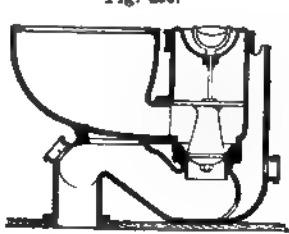


Fig. 450.



die Regel bildet, keine vollständige Abschwemmung stattfindet, vielmehr Reste in der Tiefe des Trichters verbleiben, die mindestens für Gesicht und Geruch unangenehm sind; auch am oberen Teil der Trichterwand mag sich dieselbe Erscheinung zeigen. Ersteren Mangel hat man durch Anbringung einer Zunge im Trichter nach einer der beiden Formen Fig. 445, 446 einigermaßen beseitigt, damit aber den Uebelstand eingetauscht, daß auf der Zunge liegen gebliebene Reste schwer fortzuspülen sind. Letzterer ist von der Gestalt des Trichters untrennbar und macht sich um so stärker geltend, je flacher die Neigung der hinteren Seite der Trichterwand ist. Unter der Voraussetzung, daß die Spülung ausreichend ist, ist die Zungengestalt in Fig. 446 derjenigen in Fig. 445 gegenüber im Vorzuge, weil auf der Zunge eine geringe Wassermenge stehen bleibt, und etwaige feste Reste auflöst. Eine Verbesserung des Trichterklosets hat man früher oft in dem sogenannten Panklosett Fig. 447 gesehen, bei welchem das untere Trichterende durch eine drehbar angeordnete flache Kupferschale für gewöhnlich verschlossen ist. Die Bewegung der Schale ist der gestalt mit der Zugstange, durch deren Hebung der Einlaß des Spülwassers hergestellt wird, verbunden, daß beim Anheben der Stange die Schale kippt, beim Loslassen wieder gehoben wird. Die Schale entleert die Absonderungen in einen Behälter, den man als „Stinktopf“ bezeichnet. Ein Mangel des Panklosets ist zunächst eine gewisse Kompliziertheit des Mechanismus; andere und größere Mängel bestehen darin, daß in solche Klosets misbräuchlicherweise ungehörige Gegenstände eingeführt werden können, die vielleicht in dem Stinktopf liegen bleiben, und daß unzugängliche Räume unter dem Trichter und unter dem Geschränk vorhanden sind, in welchen sich übelriechende Gase, Staub und Schmutz sammeln und allerlei Ungeziefer seinen Sitz aufschlagen kann.

Bessere Beckenformen sind erst in der neuesten Zeit eingeführt worden; mit denselben gehen Verbesserungen der Lüftung und Spülung, der mechanischen Einrichtung, und der äußeren Form der Wasserklosets Hand in Hand. Die neueren Klosets gehen unter dem Sammelnamen Washouts (Auswascher); kleine unwesentliche Unterschiede haben aber zur Einführung einer ganzen Reihe von Sonderbezeichnungen Anlaß gegeben. Die Washouts, wovon in Fig. 448, 449 zwei Typen dargestellt sind, haben im Trichter ein flaches Becken, das nahe unter Sitzhöhe liegt, letzteres aus dem Grunde, um bei der Spülung Sorgfalt zu erzwingen. Die Spülung ist so eingerichtet, daß im Beginn Teilung des Zuflusses stattfindet, wobei der kräftigere Strom auf das Becken geleitet, der schwächere zur Berieselung der Beckenwand verwendet wird; durch die Anbringung von Zungen in Fig. 449 wird diese Aufleitungsweise noch verbessert. Nachdem die Spülung zu Ende gekommen ist, fließt noch eine gewisse Wassermenge nach, die auf dem Becken — als reines Wasser — stehen bleibt. Weitere Vorzüge dieser Klosettgattung sind, daß durch die geringe Tiefe der Wasserschicht auf dem Becken und durch die Form des letzteren Verspritzung vermieden wird, daß die Klosets vorzugsweise in Fayence und aus einem Stück hergestellt werden und das Sitzgeschränk fortfällt; von demselben ist nur ein schmaler Sitzring nebst Deckel übrig geblieben. Die Ausführung in Gußeisen nach Fig. 447 erfordert die Zerlegung in mehrere Teile und ist dadurch ungünstiger, allerdings auch billiger.

An den älteren sowohl als an den neueren Wasserklosettformen sind meist Wasserschlüsse vorhanden; doch gibt es auch Klosets, die zum Ersatz ein Ventil oder einen Verschluß durch Klappe haben (Jennings-Klosets). Gegen alle diese Konstruktionen ist der Vorwurf zu erheben, daß die durch Ventil oder Klappe freizulegende Eintrittsöffnung eine Weite erhalten muß, welche die Einführung ungehöriger Gegenstände erleichtert, und daß auf luftdichten Schlüß derselben nicht zu rechnen ist.

In den Fig. 439 und 440, Fig. 442—444 und Fig. 448 und 449 sind Wasserschlüsse nahe unter Sitzhöhe vorhanden. In einzelnen Konstruktionen: Fig. 441 und 447, wie auch noch anderen, liegt der vorhandene Wasserschluß tiefer, was Unbequemlichkeiten für Aufstellung und Abhilfe bei etwaigen Verstopfungen und Reparaturen mit sich bringt, dazu auch der Reinlichkeit abträglich ist. In Fig. 441 ist der Wasserschluß aus dem Grunde tiefer gerückt, um denselben — bei Aufstellung des Klosetts in nicht frostfreien Räumen — vor dem Einfrieren zu sichern.

Fig. 453 u. 454*)

Fig. 451

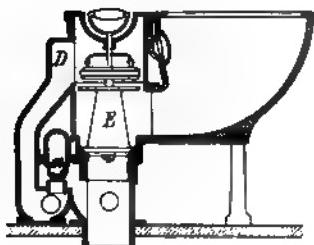


Fig. 452

Fig. 455 u. 456**) .

In den Konstruktionen Fig. 450, 452 und 455, 456 ist ein doppelter Wasserschluß vorhanden: ein beweglicher im Becken selbst (über einem Ventil) und ein fester am Eingang in das Abflußrohr. Ventilverschlüsse der Klosets, Fig. 450—452 und 455, 456, sichern den Auslauf einer großen Wassermenge in kurzer Zeit und daher eine wirksame Spülung, doch sind die beständige Füllung des

*) Nach: Deutsche Bauzeitg. 1894.

**) Nach: Centralbl. d. Bauverwaltg. 1898.

Beckens mit Wasser und, wenn nicht nach jedesmaliger Benutzung des Klosetts Spülung stattfindet, der längere Verbleib der Absonderungen im Becken mit den Gefahren der Geruchsbildung, des Ueberlaufens und des Einfrierens Uebelstände; diese Klosetts sind bis zu gewissem Grade bloße Spülabora. Ungünstig ist endlich, daß die Ventile undicht werden, auch den Dienst ganz versagen können. Gegen das Ueberlaufen der Becken ist Sicherheit in den Konstruktionen nach Fig. 451 und 452 geschaffen. In beiden Figuren fällt das Wasser bei Ueberschreitung des festgesetzten höchsten Standees über einen Ueberfall in einen Beiweg, muß aber, um die Ableitung zu erreichen, ein kleines Kugelventil passieren, das dazu dienen soll, Gerüche aus dem Abflußrohr vom Eintritt in das Becken abzuhalten; ob es diesen Dienst mit Sicherheit leistet, erscheint zweifelhaft. Fig. 452 zeigt gegenüber Fig. 451 eine Verbesserung der Spülwirkung insofern, als die Wirksamkeit des Ausflusses dadurch gesteigert ist, daß das hinter dem Sitz angebrachte Sicherheitsrohr, in dessen Tiefe das Ventil liegt, als Heber wirkt, sobald dies Ventil gehoben ist. — In Fig. 442 ist eine Einrichtung zur Selbstthätigkeit der Spülung dargestellt: beim Niederdrücken des Sitzbrettes wird ein Hebelwerk in Bewegung gesetzt, das die Oeffnung des Zuflußventils bewirkt; die Spülung findet also während der Benutzung des Klosetts statt, und hört mit dem Ende derselben auf. Wenn durch das Niederdrücken des Sitzbrettes eine Stange abwärts bewegt wird, die am unteren Ende zwei Ventile trägt und das obere Ventil so liegt, daß beim Niedergange Verbindung der Zuflußleitung mit einem Windkessel, und das untere Ventil so, daß Verbindung des Windkessels mit dem Klosetttrichter stattfindet, so wird Spülung aus dem Windkessel erst nach Benutzung des Klosetts eintreten. Bei beiden zuletzt vorgeführten Anordnungen ist aber Sicherheit für ausreichende Spülung nicht vorhanden. Die Spüleinrichtung nach Fig. 440 ist nur in dem Wasserschluf wirksam.

Was Lüftung der Wasserklosetts betrifft, so beschränkte man sich bei den Konstruktionen aus früherer Zeit zuweilen darauf, den Raum unter dem Geschränk an ein Entlüftungsrohr anzuschließen. Bei den neueren verbesserten Klosettformen wird auch der Trichter oder das Becken entlüftet. Bezügliche Einrichtungen sind in den Fig. 443, 444, 448 und 449 angegeben.

Wesentliche Besonderheiten der Einrichtung werden in dem Century-Klosett, Fig. 453 und 454, angetroffen. Dieselben gehen auf erhöhte Wirksamkeit der Spülung sowohl als der Lüftung hinaus. Außer dem Becken wird das Abflußrohr durch einen besonders kräftigen Wasserstrahl gespült, der dadurch erzeugt wird, daß das Spülwasser eine ringförmige Biegung des Zuflußrohres passiert und in fein zerteiltem Strahl in das Abflußrohr eintritt. Indem letzteres große Weite besitzt, werden mit dem Strahl beträchtliche Luftmengen angesaugt, die durch ein zwischen den vorhandenen zwei festen Wasserschlüssen angebrachtes Entlüftungsrohr wieder entweichen. — Das Brahma-Klosett, Fig. 455 und 456, ist besonders zur Aufstellung in tief liegenden Räumen geeignet, die der Gefahr der Ueberflutung durch Rückstau unterworfen sind. Die Trichterendigung ist durch eine Klappe gewöhnlich geschlossen, welche luftdicht schließen soll. Findet dies in Wirklichkeit statt, so bildet die Klappe mit einer darauf stehen bleibenden Wasserschicht einen zweiten Geruchverschluß. Oeffnung der Klappe findet nach einer Benutzung des Klosetts durch Betätigungen eines Hebels mittelst Zugstange statt, wie aus den Figuren erkennbar ist. Beim Anheben der Zugstange wird gleichzeitig der Hahn in der Spülleitung geöffnet, der über den Schluf der Klappe hinaus noch einen Augenblick geöffnet bleibt, um etwas Wasser auf die Oberseite der Verschlusklappe zu führen. Tritt Rückstauwasser unter den Trichter, so ist demselben der Eintritt in letzterem durch die Klappe versperrt, aber auch ein Beiweg (Ueberlauf), der hinter dem Trichter liegt, da eine darin befindliche Gummikugel beim Ansteigen des Wassers gehoben und auf den gegenüber befindlichen zweiten Sitz gedrückt wird. Das Wasser unter dem Kugelventil wird bei jeder Spülung erneuert. Unter Voraussetzung, daß ausreichend gespült wird, und beide, der Klappen- sowie der Ventilverschluß, dicht sind, ist Entstehung von Gerüchen im Trichter, bezw. Austritt solcher aus dem unten liegenden Wasserschluf verhindert; Lüftung des Trichters kann also in diesem Falle entbehrlich sein. Fraglich ist jedoch, ob bei seltenem Eintritt von Rückstau auf das Spiel des Kugelvents mit ausreichender Sicherheit gerechnet werden kann.

§ 397. Oeffentliche Bedürfnisanstalten werden entweder auf stets zugänglichen Grundstücken, oder an Straßen, oder auf öffentlichen Plätzen angelegt, nicht allzu häufig unterirdisch, etwa unter den Bassins von Strahlbrunnen; obwohl unterirdische Lage den Vorzug hat, unauffällig, sowie auch gegen Frost geschützt zu sein, wogegen die Lüftung schwieriger als bei freier Lage ist. Anlaß zur Aufstellung öffentlicher Bedürfnisanstalten ist an Stellen einer Stadt gegeben, wo Verkehrs-

konzentrationen stattfinden, wie auf Bahnhöfen, bei größeren Gerichtsgebäuden, offenen Marktplätzen (auch in geschlossenen Markthallen) oder an Knotenpunkten der Verkehrs, desgleichen in öffentlichen Parks und auf Kinderspielplätzen. In der Lage der Anstalten soll sich eine gewisse Zurückgezogenheit mit leichter Auf- findbarkeit verbinden. Verstecktheit von im Freien erbauten Anstalten in größeren Ge- sträuchsmassen ist zu vermeiden, nur leichte Umgebung mit Sträuchern oder Baumwuchs angemessen.

In erster Linie muß die Bedürfnisanstalt auf die Benutzung durch Frauen Rücksicht nehmen; die für diese bestimmten Zellen müssen in etwa der doppelten Anzahl derjenigen für Männer vorhanden sein. Indem von solchen Anstalten aus leicht Uebertragung von ansteckenden Krankheiten stattfinden kann, ist Vollkommenheit der Einrichtung unbedingtes Erfordernis, desgleichen peinlichste Sauberkeit, reichlicher Luftwechsel, viel Licht und Ausführung in Baustoffen, die allen diesen Erfordernissen entsprechen. Innere und äußere Erscheinung sollen einfach, dabei aber freundlich gehalten sein. Verkleidungen der Sitze (Sitzgeschränke) sind zu vermeiden, nur frei in den Zellen aufgestellte Sitze mit Einrichtungen zu reicher Spülung verwendbar.

Eine gewisse Schwierigkeit bereitet bei im Freien liegenden Anstalten der Schutz gegen Frost, da die Gebäude gewöhnlich im Charakter vorübergehender leichter Anlagen hergestellt werden. Einiges gegen Frost leisten doppelte Bretterwände; doch muß, am besten durch Gasöfen, für mäßige Erwärmung des Raumes gesorgt werden. Um aber das Einfrieren der Wasserleitungen, Wasserschlüsse zur Nachtzeit sicher zu verhindern, ist es am zweckmäßigsten, die Anstalt zu unterkellern, um die Wasserleitungen und Wasserschlüsse auf der Kellersohle anzutragen.

Eine den vorstehenden Gesichtspunkten nahezu entsprechende, frei stehende öffentliche Bedürfnisanstalt ist in den Fig. 457 und 458 mitgeteilt. Die hinzugefügten Beischriften sind nur durch die Angabe zu ergänzen, daß in den Zellen erster Klasse die Trichter aus Fayence, in denjenigen zweiter Klasse aus emailliertem Gußeisen und die Sitzbretter aus Eichenholz sind.

Fig. 457 u. 458*)



- a Männeraborte II. Klasse.
- b Männeraborte I. Klasse.
- c Frauenaborte II. Klasse.
- d Frauenaborte I. Klasse.
- e Wärterin.
- g Gasofen
- h Bank
- i Waschbecken.
- k Ausguß.
- l Klinkeöffnung.
- m Reinigungsklappe.
- n Revisionsklappe.
- o Wassermesser.
- p Lüftungsrohr.

*) Nach: Deutsches Bauhandbuch, Bd. I, Teil 2. Berlin 1896.

Für Bedürfnisanstalten auf Kinderspielplätzen eignen sich wegen der Unsicherheit der Bedienung am besten Spülaborde, die hier auch ohne, oder mit nur ganz niedrigen Sitzen herzustellen sind; die Sitzöffnungen von ovaler Form erhalten nur etwa 16/24 cm Größe. Der Raum muß um- und überbaut werden.

Die Firma Kullmann & Lina in Frankfurt a. M. stellt derartige Anstalten mit einer Grube von dreieckigem Querschnitt her, die mit einer Monierplatte überdeckt ist; es sind keine Sitze, sondern nur leicht umrandete Öffnungen in derselben vorhanden. Die Handhabung des Ventils zum Ablassen der Grube und des Hahns für den Wasserzufluß findet von außen statt. Die Grube ist mit schrägen Wänden, welche mit Beton befestigt sind, und mit starker Neigung der eselerückenförmigen Sohle zum Ablaufventil hin hergestellt.

§ 398. Häusliche Pissoire haben insofern eine besondere gesundheitliche Bedeutung, als dadurch der gefährlichere Teil der menschlichen Absonderungen von dem minder gefährlichen abgetrennt und für sich behandelt wird. Unter Umständen kann damit auch ein wirtschaftlicher Vorteil verbunden sein, nämlich wenn Sammlung in Gruben und Abtransport des Urins mittelst Wagen unnötig gemacht ist. Am meisten gebräuchlich sind für Einzelstände Becken aus Steingut, Fayence oder emailiertem Gußeisen, wozu Muster mit den Spüleinrichtungen bereits in den Fig. 419 ff. mitgeteilt sind. Auch wenn mehrere Stände nebeneinander angeordnet werden, ist die Beckenform am meisten zu empfehlen. Es giebt auch Becken, die zum Aufklappen eingerichtet sind. Sie dienen zur Raumersparnis in schmalen Gängen u. s. w.,

Fig. 459.



lassen sich aber nicht ausreichend rein halten. Bei geringerer Ausstattung werden Stände mit wasserdichter Rückwand und Abflussrinne am Fuß der Rinne angelegt, entweder mit beständiger oder unterbrochener Spülung. Die Standbreite ist 0,75—0,85 m, die Standtiefe nicht unter 0,5 m, besser 0,6—0,7 m; die Höhe der Trennwände 1,3—1,8 m. Letztere werden aus geschliffenen Schiefer- oder Marmorplatten hergestellt und endigen im Interesse der Reinlichkeit, sowie wegen der besseren Lichtverteilung in 10—15 cm Höhe über Fußboden, Fig. 459. Zur Hinterwand eignen sich Rohglastafeln, geschliffene Schiefer- und Marmortafeln etwa gleich gut; ein bloßer Ueberzug der Wand mit geglättetem Cementputz genügt nur bei geringen Ansprüchen an Reinlichkeit. Anstatt der rechteckig geformten Stände kommen neuerdings auch Stände vor, bei welchen die Rückwand aus einem Stück von halbcylindrischer Form besteht; Ausführung in emailliertem Gußeisen. Auch giebt es Stände mit gewellter Form der Rückwand und ebenso geformtem Fußbodenbelag, mit Ausführung in hell glasiertem Thon und mit Größe der Stücke von etwa 0,6 zu 1,2 m. Die ebene Rückwand erhält, um die Verspritzung zu beschränken, etwas Sturz: $\frac{1}{20} - \frac{1}{10}$. Der Fußboden der Stände muß wasserdicht

sein und $\frac{1}{50} - \frac{1}{25}$ Gefälle nach der Rinne hin erhalten. Die Rinne soll mit

$\frac{1}{30} - \frac{1}{20}$ Gefälle angelegt werden, und mit je einem Abfluß auf höchstens 3 m Länge.

In den Abflüssen müssen Wasserschlüsse angebracht werden, die zugänglich liegen. Bei den Beckenpissoiren liegen die Wasserschlüsse dicht unter dem Becken; ein Ueberlaufrohr, welches vorhanden sein muß, wird zwischen Becken und Wasserverschluß — nicht hinter letzterem — an das Abflusrohr geführt, um das Ausstreuen von Gerüchen zu verhindern. Die zuweilen angetroffene Bedeckung des Fußbodens vor und in den Ständen mit einem Lattenrost wird im Interesse der Reinlichkeitspflege besser unterlassen.

Sehr vollkommene, namentlich für sogenannte Massenpissoire zu empfehlende

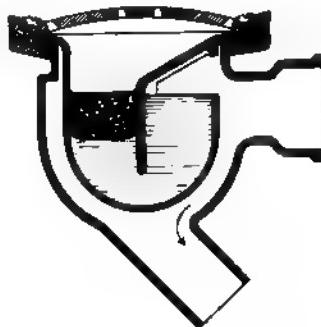
Einrichtungen haben Einteilung in Stände wie vor, und in jedem Stande ein Becken. Innerhalb des Standraumes liegt der Fußboden um einige Centimeter tiefer als außerhalb und mit starkem Gefälle nach einer am Fuße der Rückwand angelegten Rinne; durch einen auf den vertieften Teil des Fußbodens, mit Hohlraum darunter, gelegten eisernen Rost wird aber der Fußboden innerhalb und außerhalb der Stände auf gleiche Höhe gebracht. Die Einrichtung in dieser Art ist sehr zur Beförderung der Reinlichkeit aller Teile geeignet, in der Anlage zwar kostspielig, dagegen im Betriebe billig, weil bei der unterbrochenen Spülung der Becken, die auch nur kleine Flächen betrifft, im Vergleich zu den Pissoiren mit dauernd bespülter Rückwand der Spülwasserverbrauch sehr gering ist. In letzterer Eigenschaft liegt ein großer Vorteil, der den Beckenpissoiren eigentümlich ist.

Die geeignete Lage für häusliche Pissoire ist in der Nähe eines warmen Rohrs, um die Lüftung wirksamer zu machen; ebenso wichtig ist aber gute Beleuchtung, sei es aus dem Freien, sei es mittelst beständig brennender Flammen, zu beachten auch die Frostgefahr.

§ 399. Der große Wasserverbrauch bei dauernder Spülung, zusammen mit der Frostgefahr u. s. w., ist neuerdings Veranlassung zur Einführung der so-

Fig. 460.

Fig. 461



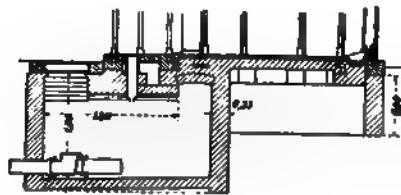
genannten Oelpissoire, bei welchen die Wasserspülung ganz fortfällt, geworden. Indem das Öl — Mineralöl — auf die mit dem Urin in Berührung kommenden Flächen gebracht wird, und sich in dünnster Schicht auf denselben verteilt, wirkt es als Isoliermittel, und erhält dadurch die Flächen rein; gleichzeitig mag es bei Zusatz geeigneter Stoffe einiges mit Bezug auf Desinfektion leisten.

Bei Becken wird das Öl in Hohlräume, die in der Beckenwand angebracht sind, gefüllt; indem es die etwas poröse Masse des Beckens durchdringt, gelangt es zur Innenfläche des Beckens. Diese Einrichtung ist unvollkommen; viel wirksamer sind die sogenannten Oelsiphons, von welchen der zuerst bekannt gewordene der von Beetz ist (Vertrieb durch die Firma Rösemann & Kühnemann in Berlin). Dieser Siphon hat, Fig. 460, die Gestalt eines Glockenwasserschlusses mit einer besonders großen Höhe der Flüssigkeitssäule. Das zentrale Rohr hat am oberen Rande eine Anzahl enger Einschnitte, ebensolche Einschnitte die Glocke am unteren Rande. Der Siphon wird so weit mit Wasser gefüllt, daß nur eine Höhe von 1—1,5 cm für die auf der Wasserfüllung schwimmende Oelschicht übrig bleibt. Die Decke der Glocke enthält am Rande eine Anzahl kleiner, sich nach unten etwas erweiternder Öffnungen zum Einfüllen des Urins in Form regentartiger Strahlen oder Tropfen. Da der Deckel der Glocke sich auf den Rand des zentralen Rohres legt, befindet er sich so nahe über dem Spiegel des Oels, daß die Spritzhöhe genügt, um auch die Unterseite des Glockendeckels mit einer Oelschicht bedeckt zu erhalten. Durch die geringe Größe der Einschnitte für Eintritt und Abfluß des Urins, zusammen mit der Höhe der Flüssigkeitssäule in dem Siphon, ist Sicherheit dafür geschaffen, daß nicht Öl in die Tiefe mitgerissen wird und zum Abfluß kommt. Der Siphon wird in die Abflurinne eingebaut; die mit Urin bespritzten

Flächen müssen, um sie zu isolieren, täglich mit einem mit Oel getränkten Lappen überfahren werden. Da die Oelschicht nur in längeren Zeitabständen ergänzt zu werden braucht, sind die Betriebskosten sehr gering; auch die Frostgefahr ist gering und — bei dem größeren Widerstande, den die Oelschicht gegen das Durchtreten von Gasen leistet — Geruchbelastigung bei sorgfältiger Bedienung ausgeschlossen. Etwaige Verstopfungen des Siphons lassen sich durch Auseinandernehmen derselben leicht beseitigen. Diese Vorteile zusammengenommen, haben dem Beetzschen Siphon in wenigen Jahren eine ausgebreitete Anwendung verschafft.

Bei einer durch die Firma Kullmann & Lina in Frankfurt a. M. auf den Markt gebrachten Ausführung ist das zentrale Rohr sowohl als der untere Glockenrand glatt abgeschnitten, und sind die Öffnungen im Deckel der Glocke etwas größer gehalten. Auch diese Konstruktion kann gute Dienste leisten, bietet aber wegen der erwähnten Änderungen geringere Sicherheit für den Bestand der Oelschicht als die Beetzsche; auch ist der dauernde Bestand des Oelüberzuges auf den Innenflächen des Siphons nicht durchaus gesichert. Dieser Siphon kann indes auch ohne Oelschicht benutzt werden.

Fig. 463—464

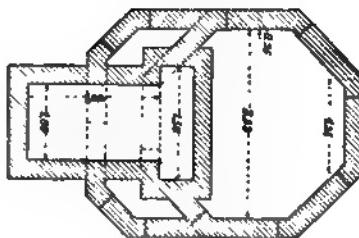


Doppelte Benutzungswise ist ebenfalls möglich bei dem Siphon von F. Butzke & Co. in Berlin, Fig. 461, welcher ein Entlüftungsrohr hat, das eventuell weggelassen werden kann. Da das innere Gefäß, welches die Füllung aus Wasser und bezw. Oel enthält, von der im Abflußrohr enthaltenen wärmeren Luft, in dem Falle, daß Luftabzug eingerichtet ist, beständig umspült wird, ist die Gefahr des Einfrierens auf ein sehr geringes Maß herabgesetzt; dagegen ist bei der tiefen Lage des Oelspiegels unsicher, ob Verspritzungen des Oels den Siphondeckel erreichen.

Auch diese beiden Siphons werden in die Abflußrinne der Pisseoir eingebaut; leichte Formänderungen würden aber genügen, um dieselben auch für andere Anbringungswaisen geeignet zu machen.

Neuerdings kommen auch Wandbekleidungen für Pisseoirstände aus besonderen Stoffen, mineralischen und vegetabilischen (Torf), vor, welche mit der Angabe in den Verkehr gebracht werden, daß sie desinfizierende Eigenschaften besitzen. Solche Angaben sind mit Vorsicht aufzunehmen, wenn nicht Sichereres über die Natur der Desinfektionsmittel mitgeteilt wird. Im allgemeinen ist auch auf die Wirksamkeit solcher bei längerer Dauer sehr wenig zu rechnen. Wegen der Begründung hierzu wird auf § 204 ff. Bezug genommen.

Als Beispiel einer größeren öffentlichen Pisseoiranlage werden die Fig. 462—464 mitgeteilt. Es handelt sich um eine achtständige Anstalt, deren Aufbau aus Gussisen mit einem Dachreiter hergestellt ist, in welchem Glasjalouisen angebracht sind. Der obere Teil der Wand unter der Traufe wird etwa 0,5 m hoch als Drahtgitter hergestellt, teils des Lüftungszweckes wegen, teils um der Verübung mutwilliger Beschädigungen den Anlaß zu entziehen. Vor dem Eingange ist eine eiserne Schirmwand errichtet, und vor dieser eine Einstiegeöffnung zu einer Grube angelegt, aus welcher der Abfluß erfolgt. Am Ende des Abflußrohrs ist eine Rückstauklappe gegen Überflutung durch Rückstau eingebaut, die wohl fortbleiben kann, wenn nicht die Grubensohle ungewöhnlich tief liegt, da durch den zeitweiligen Eintritt von gewissen Mengen Kanalwasser Schaden nicht angerichtet wird; außerdem ist auch die Wirksamkeit der Klappe keineswegs gesichert.



Vielfach werden öffentliche, in Stände abgeteilte Pissoirs mit einem zentral angeordneten Becken angetroffen, das beständig bis zu einer gewissen Höhe, in der Ablauftöffnungen angeordnet sind, gefüllt bleibt. Der Inhalt wird eventuell an eine Grube abgegeben, die mit dem Straßenkanal verbunden ist. Diese Einrichtung ist wegen Verspritzung, und wenn nicht immer während reichlicher Wasserzufluß erfolgt, unsauber, die zentrale Anordnung der Stände auch insofern ungünstig, als sie mehr Raum erfordert als diejenige mit Anordnung der Stände am Umfang des Raumes. Umschließung der Stände wird mißbräuchlicherweise zuweilen fortgelassen.

§ 400. Waschbecken werden teils als feste Schalen, teils als Kippschalen hergestellt. Material sowohl gebrannter Thon, als Steingut, als emailliertes Gußeisen. Von Bedeutung ist helle Färbung. Bei feineren Ausstattungen erhalten die Waschbecken Verkleidung durch ein Geschränk aus Holz oder Zinkblech; bei den Kippschalen muß Verkleidung vorhanden sein. Die festen Schalen bedürfen ein Ueberlaufrohr, das zur Verhütung des Austritts von übeln Gerüchen aus dem Abflußrohr den Anschluß zwischen dem Boden und dem Wasserschluß erhält. Wenn Verstopfung des letzteren stattfindet, verfehlt bei dieser Lage das Ueberlaufrohr jedoch seinen Zweck. Bei den Kippschalen ist die Gefahr des Ueberlaufens in fast gleichem Maße, wie bei den festen Schalen vorhanden, wenn sie nicht etwa in einen größeren Trog ausgießen. Da durch solche Vorkommnisse bedeutender Schaden an den Fußböden und Decken der betreffenden Räume angerichtet werden kann, bedürfen die Wasserschlüsse unter Kippschalen der immerwährenden sorgfältigen Ueberwachung und leicht zugänglicher, am besten offener Lage. Werden mehrere Schalen neben einander aufgereiht, so ist es vorteilhaft, die Abflüsse aller unmittelbar in einem Trog oder geschlossenem Rohr aufzunehmen, und nur am unteren Ende desselben in bequemer Lage einen Wasserschluß anzubringen, vor welchem zur beständigen Kenntnis seines Zustandes vielleicht ein kleiner Nebenauslaß des Wassers so angeordnet wird, daß austretendes Wasser keinen Schaden anrichten kann. Kippschalen werden zuweilen so ausbalanciert, daß die Rückkehr in die Ruhelage selbstthätig erfolgt; beim Aufkippen kann eine gewisse äußerste Lage nicht überschritten werden. Um der Gefahr des Eintritts von Schaleninhalt in die Zuflußleitung vorzubeugen, muß das zugeleitete Wasser in freiem Strahl ausfließen; d. h. es darf die Hahnöffnung niemals unter Wasserspiegel geraten.

In den Fig. 465—467 sind einige Beispiele zu Waschbecken mitgeteilt, welche die weiteren Einzelheiten der Ausgestaltung erkennen lassen.

Neben denselben gibt es zahlreiche Konstruktionen mit Wechseln in den Einzelheiten, auf die hier nicht einzugehen ist, ebensowenig wie auf feiner durch-

Fig. 465.

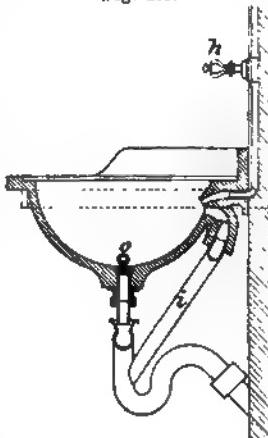


Fig. 466.

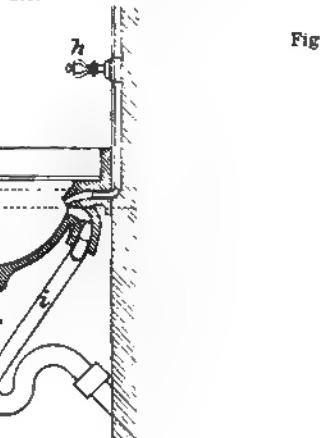
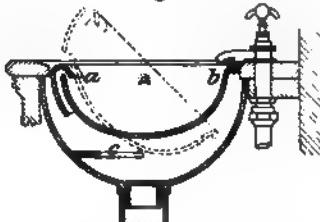


Fig. 467



gebildete Spülgefäße, die in Kochküchen vorkommen, und vielfach — jedoch gegen den Reinlichkeitszweck laufend — aus dunkelfarbigen Marmorplatten hergestellt werden.

§ 401. Gröbere Ausführungen bilden die sogenannten Spülsteine aus Sandstein, Kalkstein oder einem anderen, etwas härteren Gestein. Die flache Form des Bodens der Spülsteine und die Porosität des Materials sind für Reinlichkeit recht ungünstig; in der Regel sind solche Spülsteine ergiebige Quellen fauliger oder dumpfiger Gerüche.

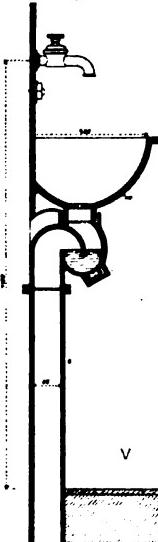
Bei den Spülsteinen fallen Wasserschlüsse und Siebe im Boden oft fort, wodurch der Reinlichkeitspflege noch mehr geschadet wird. Anstatt der Spülsteine

kommen heute fast nur noch Ausgussbecken aus emailliertem Gusseisen — auch Becken aus gebranntem Thon und Fayence — zur Anwendung, die im Boden ein Sieb erhalten. Eine besonders solide aber entsprechend teure Beckenkonstruktion ist in Fig. 468 mitgeteilt. Meist werden Becken mit Abflusrohr und Siphon aus Blei angetroffen, die leicht Beschädigungen durch Druck oder Stoß erleiden, und bei welchen die sogenannte Reinigungsschraube nicht die bequeme seitliche Lage, wie in Fig. 468 hat, auch nach einigem Gebrauch untauglich zu werden pflegt; das Becken wird an in die Wand eingesetzten Holzdübeln mit Schrauben meist recht mangelhaft befestigt; der Emailüberzug der Becken erweist sich vielfach als wenig haltbar, indem er in Stücken abblättert. Bei der Bedeutung, welche die Ausgussbecken besonders für die Beschaffenheit der Luft in den Küchen haben, sollte auf die Solidität der Ausführung größerer Wert gelegt werden, als gewöhnlich geschieht. Becken aus Fayence sind an Stellen, wo sie nicht besonderer Gefährdung ausgesetzt sind, vorzuziehen. — In die Siphons unter Ausgussbecken geraten trotz der Siebe im Boden große Mengen selbst größerer Stoffe. Dies ist wirksam verhindert und der Einführung beträchtlicher Mengen von Schmutzstoffen in die Ableitung vorbeugt, wenn man in das Becken ein flaches Gefäß aus verzinkter Gaze einhängt, wie sie neuerdings in den Verkehr kommen; auf dem Boden dieses Gefäßes bleiben alle größeren Stoffe liegen, und können als halbtrockene Stoffe leicht beseitigt werden.

§ 402. Bei Badewannenabflüssen ergibt sich, wenn die Wannen nicht eingesenkt, sondern frei über Fußboden aufgestellt sind, eine gewisse Schwierigkeit daraus, daß der unter denselben befindliche Siphon eine freie Höhe von etwa 20 cm erfordert, um so viel also die Wanne bei freier Aufstellung in die Höhe gerückt werden muß, wenn es nicht angeht, ein Stück Verlängerungsrohr zu benutzen und den Wasserschluß unter der Decke oder an sonstiger Stelle eines unter dem Baderaum liegenden anderen Raumes anzuordnen.

Die erhöhte Aufstellung der Wanne führt zur Anlage von einer oder ein paar Trittstufen neben der Wanne, oder zur Herstellung eines vollständigen Podiums, in dessen Hohlraum jedoch der Wasserschluß eine unbequem erreichbare Lage hat. Bei Badewannen ist auch auf die geordnete Ableitung von Wasser, das durch Verspritzung und Uebertritt über den Rand aus der Wanne verschwindet, Bedacht zu nehmen. Dies und der Umstand, daß die Wanne zum Fortnehmen eingerichtet sein muß, bringt allerhand Schwierigkeiten mit sich, die bei Aufstellung der Wanne auf hölzernen Fußböden nicht unterschätzt werden dürfen, weil zahlreich Fälle

Fig. 468.



vorkommen, daß von mangelhaften Abflußanlagen der Badewannen der Hauschwamm seinen Ursprung nimmt. Man verringert die Schwierigkeiten der Installation oft durch Anwendung eines Untersatzes, einer so genannten Tasse aus Zinkblech, die gewöhnlich — aber falsch — ohne einen Ablauf bleibt; besser ist bei Aufstellung der Wanne auf einer Holzbalkendecke und hölzernem Fußboden Anwendung eines Untersatzes aus Monierkonstruktion, oder auch Versenkung in eine breite Umrahmung aus Mauerwerk, in deren Boden der Ablauf liegt. In letzteren ragt der Ablaufstutzen der Badewanne frei hinein; es muß aber eine Abdichtung hergestellt werden, welche Sicherheit dafür gewährt, daß nicht bei etwaiger Verstopfung des Wasserschlusses Austritt des Wassers aus der oberen Endigung des Ablaufrohres in die Zwischendecke hinein stattfinden kann.

Die üblichste Ablaufeinrichtung ist die in Fig. 469 angegebene mit Ueberlauf und Einrichtung zur Aufnahme auch von Spritzwasser in die Abflußleitung. Die unbequeme Lage des Wasserschlusses, welche hierbei stattfindet, ist in der Konstruktion Fig. 470 gemildert, bei welcher das Spritzwasser ebenfalls seinen Weg in den Ablauf nehmen kann, da das abgesondert geführte Rohr, durch welches die Kette für das Heben des Abflußventils geht, als Ueberlauf eingerichtet ist. — Bei Badewannen, die seltener benutzt werden, ist mit dem Uebelstande, daß der Wasserschluß aufhört, zu rechnen. Es empfiehlt sich daher, vom höchsten Punkte des Siphons ein Entlüftungsrohr abzuzweigen, wie in Fig. 470 bei *i* angegeben ist.

Fig. 469.

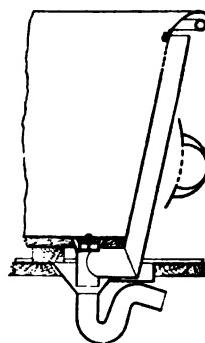
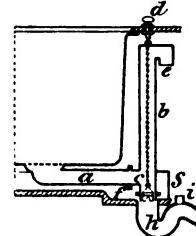


Fig. 470.



2. Kapitel.

Allgemeines zur Anordnung und Herstellung der Hausentwässerung.

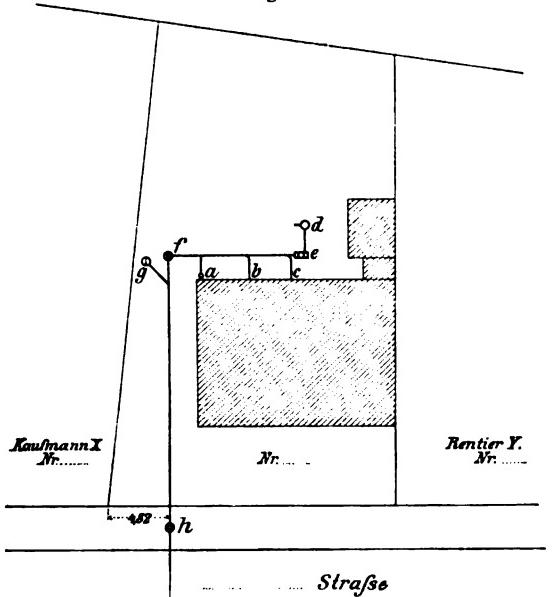
§ 403. Bei jeder Haus-(Grundstücks-)Entwässerung handelt es sich zunächst um die Frage: welche Räume anzuschließen, und ob auch außerhalb des Wohnhauses Zuflüsse aufzunehmen sind?

Da Wasserschlüsse der Gefahr der Zerstörung ausgesetzt sind, auch einfrieren können, erscheint es unzweckmäßig, solche Räume anzuschließen, die nicht regelmäßig oder nur mit längeren Unterbrechungen benutzt werden. Dies gilt z. B. in Wohnhäusern von Fremenzimmern, und in Gebäuden mit anderer Bestimmung für Räume, welche nicht dauernd in Benutzung sind. Eisschränke sollten niemals unmittelbar angeschlossen werden. Nur mit Vorsicht sollen Räume Anschluß erhalten, die kalt liegen, und ebenfalls ist mit großer Vorsicht zu verfahren, wenn es sich um Abflußeinrichtungen in Räumen handelt, die Holzfußböden haben, oder aus welchen die Ableitungen versteckt zu liegen kommen, namentlich, wenn dieselben mit Holz in unmittelbarer oder auch nur mittelbarer Berührung sind.

Außerhalb des Gebäudes handelt es sich um die Aufnahme von Dachwasser, von Wasser, das in geschlossenen Höfen niederfällt, und von Wasser aus ungeschlossenen Höfen, wenn dasselbe nicht etwa sich selbst überlassen werden kann. Ob bestehende nasse Gruben oder Gruben mit Ueberlauf, Ställe u. s. w. anzuschließen sind oder nicht, ist nach den Besonderheiten des Falles zu entscheiden.

§ 404. Aus der Lage der anzuschließenden Räume und der außerhalb des Gebäudes befindlichen Aufnahmestellen für Flüssigkeiten ergibt sich in Verbindung mit der Bebauungsweise des Grundstücks die Führung der Anschlußleitung (oder Stammleitung) an den Straßenkanal, sofern über die Stelle, an welcher der Anschluß an letzteren stattfinden muß, nicht schon zum voraus bestimmt ist. Empfehlenswert ist das Verfahren, daß, bevor die Herstellung des Straßenkanals stattfindet, die Eigentümer seitens der Stadtverwaltung aufgefordert werden, einen Plan zur Entwässerung ihrer Grundstücke vorzulegen, wozu denselben natürlich die Zahlen über die Höhenlage des Straßenkanals vor dem Grundstück bekannt gegeben werden müssen; nach dem Plan werden alsdann die Anschlußstützen in die Kanalwand eingebaut. Handelt es sich um Kanalisierung von noch nicht angebauten Straßen, so müssen die Anschlußstützen in regelmäßigen und nicht großen Abständen zum voraus eingebaut werden, damit allzu schräge Führungen der späteren Anschlußleitungen vermieden werden.

Fig. 471.



- a Abfallrohr für Dachwasser.
- b Hausleitung für 1 Waschküchenausguß im Kellergeschoß.
- c Desgl. für 1 Ausguß, 1 Klosett, 1 Badewanne im Erdgeschoß.
- d Ausguß, 1 Klosett im I. und II. Obergeschoß.
- e Brunnenanschluß.
- f Hofausguß.
- g Revisionsschacht.
- h Regenwasser-Cisterne.
- i Sandfang.

wegen bei der Ausführung etwa unvermeidlich werdenden Abweichungen von dem gutgeheissenen Plan mit sich. Nichtsdestoweniger werden in einigen Städten an die äußere Beschaffenheit der Vorlagen sehr weit gehende Anforderungen gestellt, z. B. in Köln, wo außer der Situationszeichnung des Grundstücks gefordert werden:

- a) Grundrisszeichnungen von jedem zu entwässernden Geschosß der Gebäude im Maßstabe, nicht kleiner als 1 : 100;
- b) Durchschnittszeichnungen von den Gebäuden im Maßstabe wie vor.

In den Zeichnungen soll ersichtlich gemacht werden:

- a) Die Lage aller Entlüftungs- und Entwässerungsrohre, aller Einläufe, sowie ihre besondere Art (Küchenausguß, Wasserklosett, Wasch- oder Badeausguß u. s. w.);
- b) die Lichtweiten und die Gefälle der einzelnen Leitungen, die Tieflage der Anschlußleitung an der Frontmauer und die Entfernung derselben von der Nachbargrenze;
- c) das Material, aus welchen die Leitungen bestehen sollen, durch Verschiedenartigkeit der benutzten Farben.

Bei größeren Gebäuden bringen derartige Vorschriften nicht nur eine große Arbeitslast für den Eigentümer, sondern auch eine weitgehende Belastung der

In den Fig. 471 und 472 werden zwei Darstellungen als Beispiele für die äußere Haltung solcher Entwürfe mitgeteilt. In dem Plan Fig. 471 ist die Aufnahme von Regenwasser vorgesehen; in dem Plan Fig. 472 wird das Regenwasser in einem besonderen Schacht zusammengeführt und von da aus für sich abgeleitet. In Fig. 471 liegt der Schacht zur Revision der Leitung auf dem hinteren Teile des Grundstücks, in Fig. 472 dagegen nahe der Straßenflucht; diese Lage ist insofern die zweckmäßige, als dadurch die Gemeinde bei Abflusftrocknungen von Anstellung von Untersuchungen auf Privatgelände befreit wird. Querschnittszeichnungen von dem Gebäude mit Angabe der Führung der Hausleitungen anzufertigen, ist im allgemeinen unnötig, und bringt u. a. die Gefahr polizeilicher Belästigungen

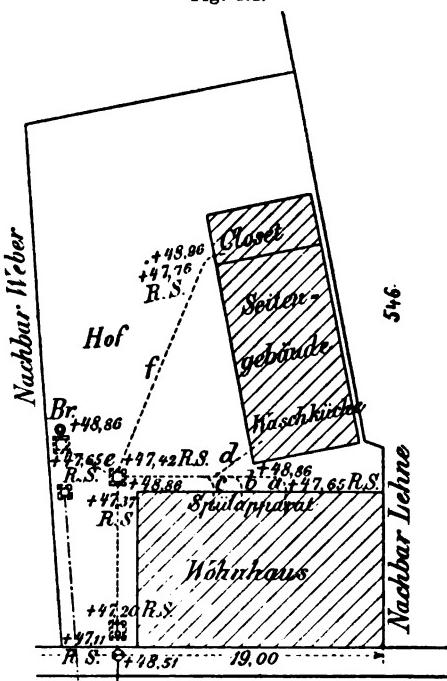
Polizeiverwaltung in der Revision der Pläne und der Ueberwachung der Ausführung mit sich.

§ 405. Was die sachliche Durchführung der Anlage betrifft, so ist es zur Vermeidung von Falleitungen mit nicht senkrechter oder annähernd senkrechter Lage und zur Verbesserung der Gefälle in den liegenden Leitungen notwendig, bei großer Frontlänge der Grundstücke zwei Anschlußleitungen an den Straßenkanal auszuführen. Dies dürfte das Zweckmäßige sein, sobald die Frontlänge etwa 20 m überschreitet. Wird das Regenwasser für sich eingeleitet, so sind bei jeder Frontlänge zwei Anschlüsse an den Straßenkanal notwendig, die aber unmittelbar über- oder nebeneinander gelegt werden können.

Jedes Grundstück muß der Kontrolle und der ordnungsmäßigen Benutzung wegen seine eigene Anschlußleitung erhalten und nur wenn die Lage desselben diese Ausführung unmöglich macht, kann gemeinsame Benutzung einer Anschlußleitung zugelassen werden. Die Einrichtung ist dann aber so zu treffen, daß mißbräuchliche Benutzungen des einen oder andern Teils erkennbar sind und Schuld oder Unschuld jedes der Beteiligten an etwaigen Schäden sicher festgestellt werden kann. Bei sogenannter offener Bauweise wird man vorziehen, wenn es mit der zweckmäßigen Anordnung der Hausleitungen vereinbar ist, die Anschlußleitung nicht durch, sondern neben dem Gebäude zu führen. Bei geschlossener Bauweise ist nur die Führung durch das Gebäude möglich, ob unter Kellersohle oder über derselben frei an den Wänden? hängt von der Tiefenlage der Kellersohle ab. Da wo die Anschlußleitung in den Straßengrund eintritt, oder unmittelbar vor dieser Stelle, muß die Leitung zugänglich sein, um, wenn sich Abfluhhindernisse gezeigt haben, leicht feststellen zu können, ob dieselben auf dem Grundstücke selbst, oder in dem im Straßengrunde liegenden Teile bestehen. Die Zerlegung in zwei Abschnitte ist notwendig, um die Gemeinde beim Vorkommen von Abfluhstörungen vor Erhebung unbegründeter Ansprüche sicher zu stellen. An der Trennungsstelle finden auch der eventuell einzubauende Verschluß gegen Rückstau und der unterbrechende Wasserschluß ihre Stelle.

Die Anschlußleitung darf, soweit sie verdeckt liegt, nicht in Krümmungen geführt werden, sondern nur in gebrochenem Linienzuge, und es ist an allen Brechpunkten Zugänglichkeit zu schaffen, die je nach der Beschaffenheit des Punktes in weiterem oder engerem Sinne vorhanden sein muß. Die beschränkteste Ausführungsweise muß noch zum Einführen von Spülwasser genügen. Verzweigt sich die Anschlußleitung auf dem Grundstück, so soll der Zusammentritt tangential erfolgen unter einem Winkel möglichst nicht größer als 45° . Ist rechtwinkliges Zusammentreffen nicht zu vermeiden, so wird man einen Schacht anlegen, und diesen so weit

Fig. 472.



machen, daß die Länge des vermittelnden Krümmungsstücks ganz innerhalb des Schachtes liegt, und hier als offene Rinne vorhanden ist. Bei Lage des Schachtes innerhalb eines Gebäudes ist es vorzuziehen, die Krümmung als geschlossenes Rohr durch den Schacht zu führen, jedoch an dieser Stelle das Rohr zugänglich zu machen. Es sollen aber Schachtanlagen innerhalb der Gebäude, wenn irgend möglich, vermieden werden.

Vereinzelt wird gefordert — und diese Forderung auch mit polizeilichen Vorschriften begründet — daß mit Rohrleitungen und dem Zubehör derselben eine bestimmte Entfernung, vielleicht 1 m, von Nachbargrenzen eingehalten werden soll. Solche Forderungen gehen aus der Vorstellung hervor, daß durch den Abstand Schutz vor Infiltration von unreinen Flüssigkeiten in den Nachbargrund geschaffen werden müsse, sind daher unzureichend oder unbegründet. Der mit Recht zu verlangende Schutz kann nur durch Erreichung völliger Dichtheit der Leitungen geschaffen werden. Ebenso ist die Sachlage, wenn Schmutzwasserleitungen in der Nähe von Brunnen oder Cisternen vorbeipassieren. Man wird hier die Vorsicht anwenden, eiserne Leitungen anzulegen. Für der Ueberflutungsgefahr besonders ausgesetzte Keller empfiehlt sich die Herstellung einer besonderen Abflußleitung, die in die Anschlußleitung wieder einmünden kann, und an der Anschlußstelle — die noch auf dem Grundstück liegen muß — absperrbar ist.

Wenn der Anschlußleitung das ausreichende Gefälle fehlt, so ist unter Umständen Abhilfe dadurch zu schaffen, daß man die Leitung über das für die Wasserabführung genügende Profil hinaus so weit vergrößert, daß sich das notwendige Spiegelgefälle selbstthätig ausbilden kann. Dies führt vielleicht zur Anlage von zwei Ableitungen, oder auch eines besteigbaren oder doch bekriechbaren Kanals; wenn aber ein Kanal oder Rohr von minderer Größe, als die Bekriechbarkeit erfordert, schon genügt, muß derselbe mit ausgiebigen Spülleinrichtungen ausgestattet, eventuell in einzelne Abschnitte, die für sich spülbar sind, zerlegt werden.

Zu solchen Anschlußleitungen, die durch Rückstau oder einigen Aufstau des Wassers unter inneren Druck geraten können, sind nur gußeiserne Rohre benutzbar. Diese Forderung ist darin begründet, daß wenn auch Thonrohre und die Stoßdichtungen derselben vielleicht dem Druck gewachsen sein würden, doch bei den besonderen Gefahren, welche Rohrbrüche und Undichtigkeiten, die im Hause, oder in dessen unmittelbarer Nähe vorkommen, mit sich führen können, jede Unsicherheit ausgeschlossen sein muß. Ebenfalls sind eiserne Rohre für solche Strecken der Abflußleitung notwendig, die frei an Decken oder Wänden entlang geführt werden, oder welche im eingebetteten Zustande eine geringere Ueberschüttungshöhe als etwa 30 cm erhalten würden. Auch an Eintrittsstellen in Mauern oder Austrittsstellen aus Mauern sollten zu der Anschlußleitung nur eiserne Rohre zur Anwendung kommen, weil hier leicht Brüche stattfinden.

§ 406. Leitungen im Innern des Hauses sollen möglichst als sogenannte „stehende“ hergestellt werden. Diese Forderung ist teils zur Sicherheit für den dauernd guten Bestand, teils zur Beförderung der Reinlichkeit und des Luftwechsels zu stellen. Wagrechte Leitungsstücke müssen ganz vermieden werden, Leitungsstücke mit schwacher Neigung stets zugänglich sein; Unterbringung in Zwischendecken ist aus Gründen, die auf der Hand liegen, ganz unzulässig.

Nicht zu übersehen ist die Gefahr des Einfrierens von Leitungsstücken, gegen welche man zuweilen Schutz in Umhüllungen mit schlechten Wärmeleitern, Verbergen hinter Verschalungen u. s. w. sucht. Diese Mittel sind aber vielfach ungenügend. Die beste Sicherung besteht darin, mit den Leitungen Außenwände zu vermeiden. Rohre für Schmutzwasser an der Außenseite des Gebäudes zu führen, ist

unter den klimatischen Verhältnissen Deutschlands nur in unvermeidlichen Fällen zulässig, aus hygienischen Rücksichten jedoch die Benutzung von Regenrohren zur Ableitung auch von Schmutzwässern unzulässig. Der Frostgefahr sind besonders die Ableitungen aus Wasserklossets unterworfen, weniger diejenigen Leitungen, welche Küchen- und Badewasser abführen. Einen guten Schutz gegen Frostgefahr bietet die Durchführung eines engen Rohres durch ein solches von entsprechend größerer Weite. Regenrohre in Lagen, die der Frostgefahr besonders ausgesetzt sind, führt man am besten an der Innenseite der Wand herab; sie müssen dann aber aus Eisen bestehen, und dürfen keinen Wasserschluß am unteren Ende erhalten; sie dürfen auch bei dieser Lage nicht für Ableitung von Schmutzwasser benutzt werden, abgesehen vielleicht von der Ableitung von Wasser aus Badewannen. Für den Fall, daß Aufstau bis zu größerer Höhe stattfinden sollte, muß für unschädliche Entleerung an passender Stelle gesorgt werden. Regenrohre mit Führung an der Innenseite der Gebäude sind hiernach nur für Dächer, von welchen keine größeren Stoffe mitgerissen werden können, zulässig. Um bei außen liegenden Regenrohren, welche eingefroren sind, Schäden durch Austritt von Wasser zu vermeiden, empfiehlt es sich, an denselben kleine Entleerungsöffnungen an passenden Stellen anzu bringen, aus denen bei einsetzendem Tauwetter Austritt erfolgen kann.

Luftleitungsrohre, die über Dach führen, sollten, wenn sie nicht luftdicht sind, von Fenstern und Thüren etwa 2 m entfernt bleiben; sie münden am besten in der Nähe eines Schornsteinkopfes aus.

Um die beste Disposition der Hausleitungen zu erreichen, sind dieselben so nahe zusammenzurücken, als es die Anordnung des Gebäudegrundrisses erlaubt; Lage neben warmen Rohren ist immer sehr erwünscht. Wo es erreichbar ist, wird man im Interesse wirksamerer Spülung an Stelle von zwei Einzelrohren ein einziges entsprechend weiteres Rohr vorziehen. Niemals darf ein Rohr von größerer Weite in ein engeres Rohr übergehen; am besten wird ein Rohr in derselben Weite von oben bis unten durchgeführt. Zusammenschließungen von zwei Rohren müssen unter spitzem Winkel, am besten nicht unter 30°, geschehen. Wo ein stehendes Rohr in ein liegendes übergeht, ist der Uebergang durch ein Bogenstück zu vermitteln; zweckmäßig erhält das Rohr im Uebergange eine gewisse Erweiterung, um Rückprall von Wasser und Luft zu vermeiden.

§ 407. Ob man für jede Gattung von Schmutzwasser ein besonderes Rohr zur Anschlußleitung hinabführen, oder für die verschiedenen Wassergattungen ein gemeinsames Rohr anlegen soll, ist eine Frage, die auch ohne Heranziehung des Kostenpunktes verschieden beantwortet wird. Grundsätzlich ist daran festzuhalten, daß, je größer die Wasserführung eines Rohres, um so besser die Reinhaltung desselben gesichert ist. Freilich ist nicht zu übersehen, daß in den Hausleitungen der Abfluß stetsweise erfolgt, also für die Spülwirkung des Abflusses eine etwas andere als in Leitungen ist, welche beständig Wasser führen. In manchen Städten wird polizeilich verlangt, daß die Abflüsse aus Wasserklossets getrennt von den Küchenwässern an die Anschlußleitung übergeben werden; in England werden die Ableitungen von Wasserklossets sogar besonders zum Straßenkanal geführt. Dieser Führung liegt die Ansicht zu Grunde, daß von den Abflüssen aus Wasserklossets eher Geruchbelästigungen u. s. w. zu erwarten sind, als von Küchenwässern. Hierzu ist daran zu erinnern, daß die Leitungen als luftdicht vorausgesetzt werden müssen, und daß, wenn die beständige Wirksamkeit der Wasserschlüsse gesichert ist, Austritt von übeln Gerüchen aus den Hausleitungen nicht stattfinden kann. Ob aber beide Bedingungen dauernd erfüllt sind, richtet sich nach der Beschaffenheit der Umstände. Wo an der Güte der Installation und an der beständigen Sorgfalt des Betriebes irgend

Zweifel bestehen, und wo gleichzeitig der Wasserverbrauch im Hause beschränkt ist, namentlich wo die Spülung der Wasserklosets unzureichend ist, mag die gesonderte Führung der Abflüsse aus Wasserklosets den Vorzug verdienen und als Sicherheitsfaktor anrätlich sein. Unter andern Umständen steht aber der gemeinsamen Leitung von Klosettabflüssen und Küchenwassern kein durchschlagender Grund entgegen, und sollte dieselbe um so mehr die Regel bilden, als sie auch Kostenersparnisse gewährt.

In einzelnen Städten werden die Abgänge aus Wasserklosets nicht unmittelbar, sondern durch Vermittelung einer sogenannten „nassen Grube“ in den Straßenkanal eingeführt, um von letzterem Sinkstoffe fernzuhalten. Diese Anordnung ist aber vom gesundheitlichen Standpunkte immer und vom wirtschaftlichen in der Regel zu verwerfen.

§ 408. Die Weite, welche die Hausentwässerungsleitungen erhalten müssen, bestimmt sich weniger nach der Wasserführung derselben, als nach der Rücksicht auf Sicherheit gegen Verstopfungen; bei den Spülleitungen, die ebenfalls hierhin rechnen, kommt es auf eine gewisse Massenhaftigkeit des Zuflusses an. Enge der Hausrohre bringt größere Wirksamkeit der Spülung hervor; andererseits befördert dieselbe das Brechen der Wasserschlüsse, weil in engen Rohren das Wasser in Gestalt eines Ppropfens herunterfällt.

Die Anschlußleitung soll möglichst überall für Einführung von Geräten zum Beseitigen von Abflußhindernissen zugänglich sein; als geringste Weite derselben wird vielfach 10 cm angegeben*); eine solch feste Angabe entbehrt indes der ausreichenden Begründung. Sie ist einsteils nur bei kleinen Grundstücken und selbst guten Gefällen zur Wasserführung ausreichend, und anderenteils sind Leitungen von nur 10 cm Weite sehr leicht der Gefahr von Verstopfungen ausgesetzt, die zu beseitigen mitunter recht schwierig ist. Verstopfungen pflegen namentlich an Stellen einzutreten, wo Kaffeesatz und Seifenwasser in die Leitungen gelangen, wenn hier nicht „schlanke“ Abführung stattfindet. Wird das Dach- und Hofwasser in die Hausentwässerung mit aufgenommen, so ist zu beachten, daß das Dachwasser bei der Kürze des Weges und den meist starken Dachneigungen in demselben Maße (d. h. ohne Verzögerung) abzufließen ist, als der Regen es liefert. Bei der Enge der Leitung ist auch kein Raum für vorübergehende Festhaltung (Verteilung) in derselben vorhanden. Werden nur die in § 115 gemachten Angaben über beobachtete größte minutliche Regenhöhen herangezogen und wird beachtet, daß die dort verzeichneten minutlichen Regenhöhen, die bis 3,90 mm gehen, Durchschnittszahlen sind, welche infolge der Intensitätswechsel zeitweilig noch überschritten werden, wird andererseits berücksichtigt, daß so gewaltige Regenhöhen sehr seltene Vorkommnisse sind, und daß die von Hofflächen gelieferten Beiträge zum Abfluß auch mit einer gewissen Verzögerung zufließen, so erscheint für die Bestimmung der Weite der -Anschlußleitungen eine minutliche Regenhöhe von 1,0 mm keineswegs als zu hoch gegriffen.

Unter Zugrundelegung dieser Regenhöhe, ferner der Gefälle $\frac{1}{25}$, $\frac{1}{50}$ und $\frac{1}{100}$, und der drei Rohrstufen: 10, 15 und 20 cm Weite berechnet sich aus der in § 280 mitgeteilten Formel für k und aus den Formeln 1 und 2 im § 284, die für r und Q gelten, folgende:

*) In der Baupolizeiordnung von Aberdeen werden allerdings 7,5 cm weite Rohre zugelassen, wenn es sich um die Ableitungen von nur 2 Ausgüssen, oder 2 Badewannen, oder 2 Pissoiren u. s. w. handelt. Bei 3 Ausgüssen u. s. w. werden 10 cm Weite vorgeschrieben, für 1 oder 2 Wasserklosett-ableitungen 12,5 cm, und für mehr als 2 dergleichen 15 cm. Als rationell kann man diese Vorschriften wohl nicht ansehen; sie dürften aber ähnlich auch in anderen englischen Städten vorkommen.

Tabelle der mit bestimmten Rohrweiten und Gefällen durch Anschlußleitungen entwässerungsfähigen Dach- und Hofflächen.

Gefälle δ	Rohrweite 10 cm			Rohrweite 15 cm			Rohrweite 20 cm		
	Sekundliche Geschwindig- keit v m	Wasser- menge Q l	Entwässe- rungs- fähige Fläche qm	Sekundliche Geschwindig- keit v m	Wasser- menge Q l	Entwässe- rungs- fähige Fläche qm	Sekundliche Geschwindig- keit v m	Wasser- menge Q l	Entwässe- rungs- fähige Fläche qm
$\frac{1}{25}$	1,12	8,8	530	1,56	27,7	1669	1,93	60	3615
$\frac{1}{50}$	0,80	6,3	380	1,12	19,8	1193	1,38	43	2590
$\frac{1}{100}$	0,56	4,4	265	0,78	13,8	832	0,97	30	1807

Die Zahlen der Tabelle erweisen, daß eine Anschlußleitung von 10 cm Weite nur für ein recht kleines Grundstück genügt, wenn das Gefälle nicht $\frac{1}{100}$ überschreitet. Erst bei dem starken Gefälle $\frac{1}{25}$ ist dasselbe für Grundstücke von etwa mittlerer Größe ausreichend; bei schwachem Gefälle wird aber auch die Abflußgeschwindigkeit ungenügend.

Dagegen können durch ein Rohr von 15 cm Weite selbst bei schwachem Gefälle noch Grundstücke von reichlich Mittelgröße und bei starken Gefällen solche, die als große rechnen, genügende Vorflut erhalten. 20 cm weite Rohre stehen bei schwachem Gefälle in ihrer Leistungsfähigkeit den Rohren von 15—16 cm bei starkem Gefälle etwa gleich, und diese Rohrweite ist bei gutem Gefälle selbst für große und größte Grundstücke (bis etwa 3600 qm) ausreichend.

Da nun auch die Bebauung eines Grundstücks nichts ein für allemal Feststehendes ist, sondern in der Zukunft die Dach- und Hofflächen eine Vergrößerung erfahren können, hält Verfasser die Ausführung von nur 10 cm weiten Anschlußleitungen nur in Ausnahmefällen zulässig, und möchte die Annahme der Weite von 12,5—15—16 cm für Grundstücke mittlerer Größe etwa als Regel angesehen wissen; für größte werden 20 cm Weite, und unter Umständen noch größere Leitungen anzunehmen sein. Ist aus besonderen Gründen: etwa wegen fehlender Deckung, oder weil sich bei der freien Führung der Leitung durch das Gebäude Unbequemlichkeiten ergeben, eine geringere Weite zu wählen, so empfiehlt es sich, in den betreffenden Strecken zwei Leitungen der gleichen Leistungsfähigkeit mit dem einen Rohr zu verlegen, mit dem Durchmesser derselben aber nicht unter 15—16 cm herabzugehen. Nur für Leitungen, welche ausschließlich reines Wasser (Regenwasser) führen, und für kurze Nebenleitungen, die für Einführung von Geräten gut zugänglich oder gut spülbar sind, dürften Rohrweiten von 10 cm am Platze sein.

§ 409. Bei den eigentlichen Hausrohren richtet sich die notwendige Weite wesentlich danach, ob sie stehende oder liegende sind. Für die liegenden Rohre sind, wenn sie nicht ihrer ganzen Länge nach, oder in kurzen Abständen Unterstützungen erhalten, größere Weiten als für die stehenden notwendig. Passende Weiten sind etwa die folgenden:

	Stehende Rohre mm Lichtweite	Liegende Rohre mm Lichtweite
Ableitungen von 1 oder 2 Küchenausgüssen	40	50—65
, , 3 „ mehr Küchenausgüssen	50—75	100
, , 1—4 Wasserklosetts	100	125
, , mehr als 4 Wasserklosetts	125	125—175
, , 1 Badewanne	40	50
, , 1 oder mehreren Waschtischen	25—40	40—65

Hinsichtlich der Weiten der Wasserschlüsse am oberen Ende von Abflußleitungen ist auf § 346 zu verweisen; der Schutz gegen Zerstörung der Wasserschlüsse kann für dieselben andere Weiten, als für das anschließende Leitungstück notwendig machen.

Ausgölle sind zum Zurückhalten größerer Stoffe und um die absichtliche Einbringung ungehöriger Gegenstände in die Leitungen zu verhindern, mit einem Siebe im Boden zu versehen, dessen Gesamtlochweite mindestens so viel als die Weite des darüber befindlichen Zapfhahns betragen muß. Von der Anbringung solcher Siebe ist bei Waschbecken, Badewannen und bei Ausgüssen, bei welchen der Eintritt des Wassers von unten auf erfolgt, abzusehen. Bei Ausgößbecken ist es zweckmäßig, außer dem Siebe im Boden ein größeres flaches Sieb oben im Becken aufzuhängen (§ 401). Bei Wasserklosetts erstrebt man den Schutz gegen Einführung ungehöriger Gegenstände in die Leitung durch eine Beschränkung der Weite des obersten Stücks der Ableitung um einige Centimeter. Während weiter unten das Rohr mit 10 cm Weite — und zuweilen noch etwas darüber — ausgeführt wird, macht man das oberste Stück desselben nur 7 cm weit. Die Weite von 10 cm ist in manchen Städten polizeilich als Maximum festgesetzt, genügt aber nicht nur für ein Klosett, sondern im Notfalle für den Anschluß bis zu vier. Bei 5 Wasserklosetts und mehr muß man auf 100—125 mm Weite gehen.

§ 410. Für die Zuflußleitungen genügt im allgemeinen die Weite von $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{2}$ der Abflußleitungen; doch richtet die Weite solcher Leitungen sich auch etwas nach dem Druck, der in denselben herrscht; je höher derselbe, um so geringer darf die Weite sein. Die normale Rohrweite für eine Zapfstelle ist 13 mm. Für ein Wasserklosett muß aber die Zuleitung, wenn aus einem besonderen Behälter — nicht direkt aus der Leitung — gespült wird, die doppelte Weite erhalten. Zur gemeinsamen Speisung von bis zu etwa 10, je 13 mm weiten Zapfstellen genügt ein Hauptzuleitungsrohr von 20—30 mm Weite.

§ 411. Die wesentlicheren Einzelheiten der Hausentwässerungsanlagen werden durch Ortsstatute und Polizeiverordnungen geregelt, leider vielfach mangelhaft und ohne diejenige Strenge, die der Bedeutung fast jeder Einzelheit zukommt. Zahlreiche Beispiele zu derartigen Regelungen finden sich in der Literatur über Hausentwässerungsanlagen, die aber so weitschichtig ist, daß nur die Möglichkeit der Mitteilung einer beschränkten Auswahl aus derselben verbleibt.

Im übrigen ist hier noch auf den Abschnitt XXV zu verweisen, der in den von den Hochwasserschlüssen und von den Spüleinrichtungen handelnden Teilen vieles enthält, wodurch die Anlage der Hausentwässerungen wesentlich beeinflußt wird.

Assmann. Die Be- und Entwässerung von Grundstücken. München 1893.

Barde. Salubrité des habitations et hygiène des villes. Genf 1891.

Baumeister. Städtisches Straßenwesen und Städtereinigung. Berlin 1890.

- Bayley-Denton. Handbook of house sanitation. London.
- Blasius u. Büsing. Die Städtereinigung, im Handbuch der Hygiene von Weyl, Bd. 2. Jena 1894.
- Brix, Pfuhl u. Nocht. Die Bekämpfung der Infektionskrankheiten. Leipzig 1894.
- Brix. Die Kanalisation von Wiesbaden. Wiesbaden 1887.
- Clarke. Plumbing practise. London.
- Cohn. Bestimmungen der örtlichen Straßenbaupolizei über Kanalisationsanlagen für den Stadt-kreis Berlin. Berlin 1896.
- Dobel. Anlage und Bau städtischer Abzugskanäle. Stuttgart 1896.
- Gerhard. Anlage von Hausentwässerungen. 1880. — Derselbe. House drainage and sanitary plumbing. Providence 1882. — Derselbe. Sanitary plumbing of tenement houses. Hartford 1884. — Derselbe. Drainage and sewerage of dwellings. New York 1884. — Derselbe. The disposal of household wastes. New York 1891. — Derselbe. Die Haus-kanalisation, in der deutschen bautechnischen Taschenbibliothek. Leipzig 1885. — Derselbe. Plumbing simplified. New York 1896. — Derselbe. Entwässerungsanlagen amerikanischer Gebäude, in Nr. 10 der Fortschritte auf dem Gebiete der Architektur. Stuttgart 1897. — Derselbe. Vorschriften über Hausentwässerungsanlagen in Brooklyn, in der Deutschen Bauzeitung. August 1895.
- v. Gruber. Anhaltspunkte für die Verfassung neuer Bauordnungen. Wien 1893.
- Hausentwässerung, die, mit besonderer Berücksichtigung der für die Stadt Köln gültigen Verordnungen; herausgegeben vom Architekten- und Ingenieurverein für Niederrhein und Westfalen. Köln 1887. — Ferner: Steuernagel. Die Entwässerungsanlagen der Stadt Köln, in der Festschr. f. d. Hauptversammlung d. Deutsch. Ver. f. öffentl. Gesundheitspflege. Köln 1898.
- Janke. Die Schwemmkanalisation und die Anschlüsse der Grundstücke an dieselbe. Berlin 1879.
- Knauff. Die Hauskanalisation in ihrer praktischen Ausführung, mit Hinblick auf die für Berlin geltenden maßgebenden Bestimmungen. Berlin 1879. — Derselbe. Entwässerung und Reinigung der Gebäude im Handbuch der Architektur, 3. Teil, 5. Bd. Darmstadt 1891.
- Koch. Die Be- und Entwässerungsanlagen der Grundstücke von Berlin. Berlin 1878.
- Linse. Ueber Hauskanalisation, mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse in Aachen. Aachen 1881.
- Normalien für Hausentwässerungsleitungen und deren Ausführung. Veröffentlichungen des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieurvereine. 1899.
- Public Health (London) Act. 1891.
- Putzeys. L'hygiène dans les constructions des habitations privées. Paris et Liège.
- Renk. Die Kanalgase, deren hygienische Bedeutung und technische Behandlung. 1889.
- Regulations of the Town Council of Aberdeen regarding the plans and the mode of executing the drainage and ventilation of houses. Aberdeen 1893.
- Roechling. Sewer gas and health. London 1898.
- Stevens-Hellyer. Traité pratique de la salubrité des maisons; traduit de l'anglais par Pou-pard ainé. Paris 1889.
- Teale. Lebensgefahr im eigenen Hause. Aus dem Englischen übersetzt von I. K. H. der Prinzess Christian von Schleswig-Holstein; bearbeitet von Wansleben. Kiel 1886.
- Unna. Die Ausführung der Hausentwässerung mit Rücksicht auf die hygienische Bedeutung der Kanalgase. Veröffentlichungen des Architekten- und Ingenieurvereins für Niederrhein und Westfalen, 1895 und Centralbl. f. allgem. Gesundheitspflege 1895, S. 365. — Derselbe. Die Hochwasserschlüsse und ihre Bedeutung für die Hausentwässerung im Technischen Gemeindeblatt 1898, Nr. 18.
- Vogel. Die Anlage der Hausentwässerungen in Hannover. Linden 1898.
- Waring. The sanitary drainage of houses and towns. Boston 1889.

Außerdem ist hier auf die S. 146 gemachten Litteraturangaben zu verweisen.

XXVIII. Abschnitt.

Bauliche Herstellung von Entwässerungsleitungen.

§ 412. Von manchen anderen baulichen Herstellungen unterscheidet sich diejenige von Entwässerungsleitungen insbesondere durch die Störungen, die dadurch dem Verkehr bereitet werden, und die Gefahren, denen letzterer ausgesetzt wird. In engen Straßen und zweifelhaftem Baugrunde mögen auch Gefahren für die anliegenden Gebäude, oder für anderweite Anlagen im Straßengrunde entstehen, und ebenso bei der großen Beschränkung, zu welcher man in der Weite der Baugrube meist genötigt sein wird, Gefahren für die dabei beschäftigten Arbeiter und für den in der Herstellung begriffenen Bau selbst. Diese Beschränkung bereitet auch Schwierigkeiten für die besonders sorgfältige Herstellung, welche bei Entwässerungsleitungen unbedingt gefordert werden muß. Zu allem Genannten tritt hinzu, daß man in der Tiefe des Straßengrundes mit dem Vorkommen unerwarteter Hindernisse zu rechnen hat, wie z. B. mit dem Antreffen von Resten alter unbekannter Bauwerke, von Felsen, großen Findlingen, Baumstämmen, stärkeren Wasseradern, plötzlich hervorbrechenden Quellen, Triebsandschichten, Moor u. s. w. u. s. w. Endlich ist es eine in der besonderen Natur des Baues begründete Anforderung, daß die Bauzeit so kurz als möglich sei.

Es ist eine wichtige Aufgabe der Bauführung, für alle genannten Möglichkeiten „gerüstet“ zu sein. Dazu dienen insbesondere: ein weit in Einzelheiten gehender Bauplan, eine sorgfältig erwogene Arbeitsdisposition, ein reichlich bemessener Arbeitsapparat, und Sorge dafür, daß die Baumaterialien und die nötige Arbeiterzahl nicht erst im Augenblicke des Gebrauchs, sondern schon vorher zur Stelle sind, und erstere auch an den richtigen Stellen lagern. Geschick, Sorgfalt und Zuverlässigkeit des mit der Spezialleitung und Ueberwachung des Baues betrauten Personals sind selbstverständlich zu erfüllende Voraussetzungen. Der Arbeitsapparat muß, außer den gewöhnlichen Geräten, noch Winden, Flaschenzüge, Bockgerüste, Wasserschöpfapparate aller Art, Gegenstände zum Abstützen der Baugrubenwände, zum Einschalen derselben, Hölzer, Ketten und Seile zum Aufhängen oder Unterstützen frei gelegter anderweiter Leitungen, Geräte und Gegenstände zur Aufrechterhaltung und zum Schutz des Straßenverkehrs, sowie zum Absperren der Baustelle und vielleicht noch manches andere umfassen, dessen Gebrauch nach Beschaffenheit der Oertlichkeit notwendig, aber bestimmt zu erwarten ist, oder im Bereiche der Möglichkeit liegt.

Mit der Sorgfalt der Vorbereitung des Baues einer Entwässerungsanlage muß die Sorgfalt für die Güte der Anlage Hand in Hand gehen. Ganz

abgesehen von Schäden, die durch mangelhafte Ausführungen der Zweck des Werkes erleidet, ist es schon die Rücksicht auf die besonderen Schwierigkeiten, mit welchen alle Reparaturen an unterirdischen Anlagen verknüpft sind, und auf Verkehrsstörungen, welche daraus leicht hervorgehen, die hierzu zwingen. Sogenannte „gewagte“ Konstruktionen sind gänzlich zu vermeiden, nur bereits erprobte Konstruktionen und Ausführungsverfahren als zulässig anzusehen. Teile, bei welchen man ihrer Art nach auf gelegentliches Versagen zu rechnen hat — wie z. B. Verschlüsse u. s. w. —, sind, wenn es die Umstände irgend gestatten, doppelt anzulegen, um in Notfällen größeren Schäden vorzubeugen, bzw. Reserven zu haben. Darauf, was der einzelne Fall an derartigen Gegenständen erfordert, kann hier nicht näher eingegangen werden; es gebietet sich aber, auf die Wichtigkeit derselben nachdrücklich hinzuweisen.

Bei der Bedeutung, welche die Einhaltung der planmäßigen Gefälle spielt, ist es wichtig, überall im Stadtgebiet sichere Festpunkte der Höhenlage zu haben. Wo ein derartiges Netz von Festpunkten nicht schon vorhanden ist, muß dasselbe vor dem Beginn des Baues hergestellt und auf Richtigkeit sorgsam geprüft werden.

§ 413. Um beim Antreffen von Wasser in der Baugrube sich die möglichste Erleichterung zu schaffen, hat der Bau am unteren Ende des Leitungsnetzes zu beginnen, wo entweder sogleich für den endgültigen, oder für einen vorübergehend zu benutzenden Wasserauslaß zu sorgen ist.

Bei einer gut geregelten Ausführung wird man immer nur eine Strecke von nicht größerer Länge in Angriff nehmen, als daß die Fertigstellung in einer begrenzten Zahl von Tagen mit Sicherheit zu erwarten ist. Besonderheiten der Verkehrsverhältnisse mögen aber zu Ausnahmen von dieser Regel zwingen.

Bei Herstellung gemaueter Kanäle wird ein Trupp von Arbeitern beim Ausheben der Baugrube und ein zweiter zum Ausschalen derselben anzustellen sein. Eine dritte Arbeitergruppe ist bei der Gründung, bzw. der Herstellung der Kanalsohle zu beschäftigen; eine vierte bewirkt die Herstellung der Kanalwände bis Kämpferhöhe, und eine fünfte ist bei der Ueberwölbung des Kanals anzustellen.

Die täglich von einer bestimmten Anzahl Arbeiter fertig zu stellende Länge gemauerter Kanäle ist nach Geschicklichkeit und Fleiß der Arbeiter, sowie auch nach Beschaffenheit der Materialien, nach der Tiefe und Räumlichkeit der Baugrube, nach Form und Größe des Kanalprofils, nach der Jahreszeit u. s. w. sehr verschieden. Unter günstigen Verhältnissen kann ein Arbeitertrupp, der aus 4 Maurern und 4 Handlangern besteht, in 1 Tag fertig stellen:

Kanalänge nach			
Kreisprofil		Eiprofil	
mit $r = 0,500$ m	12—15 m	0,7/1,05 m	
„ $r = 0,625$ „	9—12 „	0,84/1,26 „	Die gleichen
„ $r = 0,750$ „	6—8 „	1,0/1,25 „	Längen
„ $r = 0,875$ „	4—6 „	1,16/1,74 „	wie vor.

Unvermeidliche Aufenthalte und Störungen bewirken es, daß auf diese Leistungen nur für kürzere Perioden: einige Tage oder etwas länger, dagegen nicht für längere Perioden gerechnet werden kann. Sie gelten übrigens auch nur für die Umrahmung des eigentlichen Kanalprofils, so daß sie Fundierung und Neben-

arbeiten, wie Wasserschöpfen, Absteifen der Baugrubenwände, lange Transporte der Materialien u. s. w. nicht einschließen.

Bei Betonkanälen, die in der Baugrube hergestellt werden, sind um 20—40 % größere Längen als die angegebenen mit derselben Arbeiterzahl wie vor in 1 Tag herstellbar.

Besondere Bauteile, wie Einstiegeschächte, Spül- und Schneekammern, werden in gemauerte Kanäle am besten erst nachträglich eingebaut, während es bei Ausführung in Beton die gleichzeitige Herstellung eine größere Güte des Werks sichert. In Röhrenleitungen stellt man die Einstiegeschächte am besten zuvor her, weil dadurch eine größere Genauigkeit in Bezug auf die Einhaltung der Gefälle gesichert wird. Abzweige für die Grundstücksanschlüsse, die Straßensinkkästen, Lampenlöcher, Oeffnungen für die Durchführung von Schieberspindeln, Lüftungs- und andere Oeffnungen müssen sogleich mit angelegt werden. In gemauerten oder Betonkanälen sind auch die Zusammenführungen von je zwei oder mehr Kanälen, sowie etwa in der Sohle angelegte Schlammfänge gleichzeitig mit herzustellen. (Bei der Kölner Entwässerung bestehen letztere aus 2,75 m langen, 1 m tiefen Schlitzten von Kanalohlenbreite, welche in Abständen von etwa 100 m in den Kanälen größeren Profils angeordnet sind. Schneekammern hat man in Köln als Ueberhöhungen der Kanalgewölbe — mit 2,5 m lichter Höhe und einem seitlich etwas erhöht liegenden Plateau von 2 m Länge und 1 m Breite, das durch eine Treppe erreicht wird — hergestellt. Um den Schnee unmittelbar einkippen zu können, haben die Kammern die Länge von etwa 3,5 m erhalten.) Bei den Röhrenleitungen ist die richtige Lage im Grundriss und in der Sohle mit großer Sorgfalt zu überwachen. Um festzustellen, ob zwischen zwei Schächten die Leitungen im Grundriss und Aufriss ohne Krümmungen oder Knicke hergestellt sind, ist die Richtung einer verlegten Strecke an der Straßenoberfläche genau zu markieren, und die Höhenlage derselben, wenn die Schachtabstände groß sind, mittelst Nivellierinstrument öfter zu prüfen. Bei kleineren Schachtabständen kann man sich des Mittels bedienen, daß an beiden Enden der Strecke ein Licht auf der Rohrsohle aufgestellt wird, das bei richtiger Lage von jedem Ende aus gut sichtbar sein muß. Wenn Lampenlöcher vorkommen, kann man auch durch diese Lichte einführen und dadurch die Prüfung noch verschärfen.

§ 414. In jedem größeren Kanalnetz kommen unvermeidlich Stellen oder Leitungsstrecken vor, über deren ausreichende Leistungsfähigkeit Zweifel bestehen, welche nicht anders als durch später zu machende Beobachtungen oder Erfahrungen zu klären sind. Dies kann z. B. bei kurzen Rohrstrecken der Fall sein, deren Weiten oder Gefälle nicht frei bestimmt werden konnten. In solchen Fällen muß man, wenn spätere Änderungen ausgeschlossen oder nur schwierig zu bewirken sind, für Reserven in benachbart liegenden Strecken u. s. w. sorgen, die so beschaffen sind, daß sie leicht, sei es vorübergehend, sei es dauernd, herangezogen werden können.

§ 415. Von großem Einfluß sowohl auf die Dauer als die Güte der Ausführung eines Kanalisationswerkes kann es sein, ob die Ausführung als Unternehmerbau — in sogenannter Entreprise — oder ohne Dazwischenkunft eines Unternehmers, durch die städtische Verwaltung selbst — als sogenannter Regiebau — ausgeführt wird.

Die Heranziehung eines Unternehmers entlastet die Verwaltung von einer Menge Arbeit und Verantwortlichkeit; sie dient zur Abkürzung der Bauzeit, bewirkt in der Regel auch eine Kostenersparnis, und befreit die Verwaltung auch von der

Beschaffung einer Menge von Inventariengegenständen, Geräten u. s. w., welche später für sie vielleicht ohne Wert sind. Auf der anderen Seite führt der Unternehmerbau, vermöge des an sich berechtigten Strebens nach möglichst hohem Gewinn und nach thunlichster Beschränkung der Bauzeit leicht zu Mängeln der Ausführung, die während des Baues selbst unbemerkt bleiben und sich erst durch die spätere Erfahrung herausstellen. Solche Mängel können sowohl aus Verschuldungen des Unternehmers, aber auch aus unvorhergesehenen Umständen oder Ereignissen, welche unerwartet oder plötzlich eintreten, hervorgehen; sie können auch Folge von unvorbereitet getroffenen Anordnungen der Verwaltung selbst sein.

Indem es bei der Ausführung von Stadtkanalisationen niemals möglich ist, alle späteren Vorkommnisse genau zu übersehen, niemals vollständige Klarheit über die Beschaffenheit des Baugrundes an allen berührten Stellen zu gewinnen, immer eine Reihe von Zweifeln über das Antreffen anderweitiger Leitungen im Baugrunde u. s. w. bestehen bleibt, haftet solchen Ausführungen gewöhnlich ein größeres Wagnis als vielen anderen Bauausführungen an, und es muß aus diesem Grunde dem Ausführenden notwendig ein entsprechend größeres Maß von Dispositionsfreiheit gelassen werden.

Da es nun aber feststeht, daß der Unternehmerbau eine Gewähr für gute Ausführung und Einhaltung einer angemessenen Bauzeit fast nur in dem Falle bietet, daß jede Einzelheit der Ausführung vorher genau erwogen, und für jedes mögliche Vorkommnis die zweckmäßigste Aushilfe vorher festgesetzt ist, so folgt, daß Stadtkanalisationen im ganzen sich zur Ausführung als Unternehmerbau kaum eignen, und der Regiebau ihm gegenüber im allgemeinen Vorzüge besitzt, insbesondere mit Bezug auf die Güte der Arbeit. Und ein für den späteren Betrieb wichtiger Nebenvorteil besteht darin, daß die Verwaltung über die Beschaffenheit und Leistungsfähigkeit jedes einzelnen Teiles genauer unterrichtet ist, als bei der Ausführung durch einen Unternehmer. Sehr zweckmäßig kann es jedoch sein, bestimmte, genau abgegrenzte Bestandteile des Werks, z. B. längere Kanalstrecken, Pumpstationen u. s. w. als Unternehmerbauten ausführen zu lassen.

§ 416. Für alle Leitungen ohne Unterschied ist Unwandelbarkeit der Lage notwendig, am notwendigsten aber bei Entwässerungsleitungen. Die Unwandelbarkeit kann sowohl durch Bodenerschütterungen als durch mangelhafte Beschaffenheit des Baugrundes, als durch nicht ausreichende Sorgfalt beim Unter- und Hinterfüllen, als durch Unterspülungen, sowie durch Fehler beim Fundieren oder Verlegen, bezw. bei der Mauerarbeit u. s. w. gefährdet werden. Mit ungenügender Tragfähigkeit des Baugrundes ist nicht allzu oft zu rechnen; doch kann dieselbe bei größeren Kanälen, infolge des Gewölbeschubes, einseitiger Belastung u. s. w., sich leichter herausstellen, als wohl angenommen wird. In solchen Fällen sind Probebelastungen und sorgfältige Berechnungen notwendig, bevor an die Ausführung gegangen wird. Auch bei eisernen Druckleitungen und Heberleitungen von größerer Länge mögen einzelne Strecken mit nicht genügend tragfähigem Boden angetroffen werden, namentlich wenn die Leitungen besondere Weite haben*).

Wird eine untragfähige Bodenschicht von einiger Mächtigkeit angeschnitten, so kann es notwendig sein, eine oder ein paar Pfahlreihen zu schlagen, und auf diesen Bohlen in der Art eines vereinfachten Pfahlrostes zu strecken. Unter Um-

*) Die 1,2 m weiten Leitungen der Berliner Wasserwerke am Müggelsee überschreiten auf ihrem Wege bis Lichtenberg zwei längere Moorstrecken. Die eine Strecke ist mit Sandschüttung und darüber einer Betonlage tragfähig gemacht, und über derselben zur Abhaltung von Frost und Hitze ein eiserner Steg geführt; bei der anderen Strecke hat man die Leitung an einen eisernen Steg aufgehängt. Beide Leitungsstrecken liegen über Geländehöhe.

ständen (bei Kanälen von besonderer Weite) mag das beste Verfahren darin bestehen, Brunnen abzusenken, oder Schwellroste oder einzelne Pfeiler anzulegen und die Pfeiler durch Bögen zu verbinden, auf welchen der Kanal erbaut wird. Anstatt der Bögen können auch eiserne Träger oder alte Eisenbahnschienen zur Unterstützung der zwischenliegenden Strecken verwendet werden, die man vielleicht zweckmäßig (mit Hilfe von Einschalungen) in Beton einbettet. Ist die Schicht weniger mächtig, so wird bei Leitungen von größerer Weite der billigere Schwellrost genügen, und bei engen Leitungen entweder eine Bohlenstreckung, die an den Stößen durch breite Schwellstücke unterstützt ist, oder auch eine Sandschüttung, die durch Aufleitung von Wasser fest eingeschlämmt wird. Befindet man sich in schlechtem Baugrunde mit stärkerer Wasserführung, so empfiehlt sich, je nach den Besonderheiten des Falles, die Schüttung einer Betonschicht mit höher geführten Seitenwänden, oder die Einbringung einer Sandschicht, auf welche man eine oben offene Holzrinne legt, in die man die Leitung mit Sandumhüllung von allen Seiten einbettet. Es mag aber auch das Schlagen einer Reihe kurzer Pfähle, auf deren Köpfe die Holzrinne gelegt wird, zweckmäßig sein.

Schneiden Leitungen tiefer ins Grundwasser ein, ist zugleich der Baugrund wenig standfähig, oder befindet man sich in unmittelbarer Nähe von Gebäuden, für deren Bestand zu fürchten ist, so dürfte das von Börner und Herzberg bei Verlegung der Kanalisationsleitungen in Zoppot angewendete Verfahren das zweckmäßigste sein; dasselbe besteht in der Benutzung von eisernen Spundpfählen, die nicht eingeschlagen, sondern mittelst Druckwasser „eingespritzt“ wurden.

Werden in der Baugrube Quellen angeschnitten, so müssen dieselben gefaßt und abgeleitet werden. Sie in die Hohlräume von Sohlstücken oder Drainagen neben der Leitung einzuführen, empfiehlt sich nicht, da sie Aus- oder Unter-spülungen verursachen und später auch stärker werden könnten als im Anfang. Ist man über die Ergiebigkeit sicher und sonstige Ableitung schwierig, so mag man die Quelle direkt in die Leitung einführen; bei Regenkanälen ist dies in jedem Falle die beste Lösung.

Die allergrößten Schwierigkeiten bereitet der Bau in Triebstand; auch hierbei wird die Benutzung eiserner Spundwände wie vor am zweckmäßigsten sein.

Ist der durchfahrene Boden nicht untragfähig, aber insofern ungünstig, als er aus Geröllen besteht, oder starke Wechsel der Beschaffenheit aufweist, Einlagen von Felsstücken oder Findlingen enthält, so wird am besten Unter-, Seiten- und Ueberfüllung der Leitungen mit Sand benutzt. Derselben Gattung von Erschwerungen, welche angetroffen werden können, rechnet man das Vorkommen von alten Mauerresten im Baugrunde, oder von alten, außer Benutzung gesetzten Kanälen, die Durchbrechung der Grundmauern von massiven Einfriedigungen oder von Gebäuden u. s. w. zu. Solche Hindernisse im Baugrunde fordern zu großer Vorsicht bei der Ausführung auf, da beim Uebergange einer Leitung aus einer festen unwandelbaren Unterstützung in eine nachgiebige erfahrungsmäßig sehr leicht Brüche eintreten. Es ist zur Sicherung am besten, auf der unwandelbaren Stelle eine Sandschicht von einiger Mächtigkeit auszubreiten und die Leitung nach beiden Enden hin um ein Stück zu verlängern. Thonrohre und Cementrohre insbesondere sind an Stellen plötzlichen Wechsels der Unterlage der Gefahr des Brechens ausgesetzt. Wechsel wie die genannten finden auch bei den Anschlüssen der Leitungen an Einsteigeschächte statt. Kann man zu den Anschlüssen nicht kurze Stücke von Eisenrohr benutzen, so wird man die Verlegung mit besonderer Vorsicht ausführen, d. h. entweder eine gewisse Nachgiebigkeit der Leitung, oder einen allmäßlichen Uebergang aus der unwandelbaren in die wandelbare Unterstützung schaffen müssen. Unter Umständen sind bewegliche Dichtungen anzuwenden.

Für das beim Antreffen von fremden Leitungen im Straßengrunde zu benutzende Bauverfahren lassen sich allgemeine Regeln nicht aufstellen, wie ebenso wenig für die Schutz- oder Sicherheitsvorkehrungen, welche zur Fernhaltung von Schäden und Störungen an den fremden Leitungen getroffen werden müssen.

§ 417. Ob das Verfüllen der Baugrube alsbald nach Schluss der Wölbung, oder mit ein paar Tagen Aufschub auszuführen ist, hängt insbesondere von der Größe der Kanäle ab. Während kleine gemauerte Kanäle und Röhrenleitungen, sowie Leitungen, aus Thonrohren, Beton oder Eisen hergestellt, alsbald hinter- und überfüllt werden, ist es zweckmäßig, größeren Kanälen einige Tage Frist zur Erhärtung des Mauerwerks zu lassen. In der Baugrube gestampfte Betonkanäle bedürfen unter allen Umständen einer mehrtägigen Ruhe, bevor sie zugeschüttet werden, damit der Bestand nicht gefährdet ist. Vor der Einschüttung sollte jedesmal auch eine Prüfung auf Wasserdichtigkeit (§ 254 u. 258) vorgenommen werden.

Das Verfüllen der Baugruben muß bei allen Leitungen mit größter Vorsicht geschehen. Ungeeignete Bodenarten sind von der Wiedereinfüllung auszuschließen; Stampfen des Bodens darf nur mit leichten Stampfern ausgeführt werden; vorzuziehen ist Wässerung des eingefüllten Bodens, die jedoch in manchen Fällen, welche außerhalb der Sache liegen, unzulässig sein mag.

Im allgemeinen bedürfen mit Rücksicht auf ausreichende Verteilung des äußeren Druckes Röhrenleitungen von einiger Weite und Kanäle einer gewissen Ueberschüttungshöhe, die man zu mindestens 0,3 m annehmen kann (vergl. § 234—236). Thonrohre von geringer Weite werden zwar bei weniger als 0,3 m Ueberschüttungshöhe vielleicht noch nicht zerstört werden; dafür liegt aber bei denselben die Gefahr nahe, daß beim Uebergang von Lasten die feste Lage derselben gelockert wird und die Stoßdichtungen Schaden nehmen. Bei zu schwacher Ueberschüttung verwendet man anstatt Thonrohre besser Eisenrohre, oder man verlegt die enge Leitung in eine solche von etwas größerem Durchmesser, jedoch so, daß beide kleine Bewegungen unabhängig voneinander ausführen können. Solche Ummantelung gewährt auch einen wirksamen Schutz gegen Einfrieren.

Liegt ein gemaueter oder Betonkanal so hoch, daß auch bei Ausführung eines gedrückten Profils die Ueberschüttung unzureichend ist, so kann man entweder eine Betonschicht auflegen, auf der das Stein- oder Holz- oder Asphaltplaster unmittelbar verlegt wird, oder, wenn die vorhandene Höhe auch hierfür nicht genügt, anstatt der Ueberwölbung der Länge nach Querwölbung ausführen, wobei man schwache Eisenträger oder alte Eisenbahnschienen als Unterlagen benutzt. Im äußersten Falle geht man zur Herstellung von zwei engeren, anstatt eines einzigen weiten Kanals über. Wegen Beispiele der Ausführung von Leitungen mit schwacher Deckung, die Eisenbahnen kreuzen, und des Allgemeinen der Ausführung wird auf § 343 verwiesen, wo dieser Gegenstand bereits behandelt ist.

Ueber tunnelartige Herstellung von Kanälen vergl. die Bemerkungen in dem eben angeführten Paragraphen. Bei der neueren Entwässerung von Paris hat man für den großen Sammler von Clichy, welcher 6 m weit ist und 10 cbm Wasser sekundlich führen kann, die Tunnelbauweise gewählt, obwohl der Kanalscheitel stellenweise nur 0,5 m tief unter Pflasterfläche liegt. Die Rüstungen wurden mit Wasserdruckwinden unterstützt, welche mit Drücken von 50—100 Atmosphären arbeiteten.

Der tunnelartige Bau von tiefliegenden Kanälen in Frankfurt a. M. ist beschrieben und dargestellt in: Frankfurt a. M. und seine Bauten; Frankfurt a. M. 1896. Ueber die Herstellung des Geeststammsiels in Hamburg nach der Tunnelbauweise vergl. in: Hamburg und seine Bauten; Hamburg 1890.

§ 418. Wasserandrang zur Baugrube kann, vermöge der Raummenge, welche bei den Baugruben eingehalten werden muß, große Schwierigkeiten mit sich bringen. Um Vorflut zu haben, wird mit der Ausführung am unteren Ende jeder Leitungsstrecke begonnen; jedes fertiggestellte Stück wird alsdann zur Befreiung der Baugrube von Wasser in Benutzung genommen. Ist der Wasserandrang nicht größer als daß die Baugrubensohle einigermaßen trocken gehalten werden kann, so werden bei den gemauerten Kanälen zweckmäßig ein paar Lagen aus Sohlstücken, die in Vorrat zu halten sind, hergestellt. Die unterste Lage — von Ziegelsteindicke oder etwas darüber — ist der Breite nach zweiteilig, und es wird zwischen den beiden Teilen eine breite Fuge belassen, durch die das abfließende Wasser seinen Weg nimmt. Zweckmäßig füllt die unterste Sohlenlage auch nicht die ganze Breite der eingefaßten Baugrube aus, sondern es bleiben zu beiden Seiten Öffnungen für den Wasserabfluß bestehen. Die zweite Sohlenlage wird einteilig hergestellt, sei es mit Anschluß an die Baugrubeneinfassung, sei es ohne solche. Auf derselben wird nachfolgend das Sohlengewölbe aufgeführt, wobei man Sohlstücke nach der Form des Kanalprofils benutzt; die Sohlstücke und Sohlplattenlagen werden aus Beton oder Mauerwerk geformt. Bei geringerem als dem hier vorausgesetzten Wasserandrang kann man Sohlplattenlagen entbehren, und als untersten Teil die Sohlstücke selbst benutzen, sei es mit, sei es ohne durchgehende Öffnungen für die Beschaffung der Vorflut. Wenn Zweifel an der Dichtheit der Fugen zwischen den Sohlstücken bestehen, empfiehlt es sich, die Sohlstücke so viel tiefer zu legen, daß die Höhe für einen Wölbring auf denselben gewonnen wird. Anstatt der gemauerten oder aus Beton hergestellten Sohlstücke werden zuweilen auch solche aus gebranntem Thon verwendet, die aber teuer sind und, bei der meist vorhandenen Ungenauigkeit der Form, den Sohlstücken aus Mauerwerk oder Beton nachstehen. Zu beachten ist, daß aus den Fugen der Sohlstücke leicht der Mörtel fortgespült wird, weshalb da, wo die Fugen mit Mörtel gefüllt sein müssen, Vorkehrungen dagegen zu treffen sind. — Wo die Trockenhaltung der Baugrube nicht gelingt, bleibt nur die Bauweise mit Betonschüttung im Nassen übrig, die stark und dicht genug sein muß, um nach der Erhärtung die Oberfläche derselben trocken zu legen. In kalter Jahreszeit ist hierzu aber eine Erhärtungsdauer von mehreren Monaten notwendig, während in warmer schon ein paar Wochen genügen. Nicht trocken zu legende Baugruben bedürfen der Einfassung mit möglichst dicht schließenden Spundwänden (eventuell aus Wellblech), welche kostspielig ist, namentlich wenn davon Abstand genommen werden muß, die Spundwände an fertiggestellten Strecken nachträglich wieder auszuziehen, um dieselbe wiederholt zu benutzen. Bei großen Kanälen und viel Raum mag es möglich sein, mit schwachen Einschalungen der Baugrubenwände auszureichen. Es liegt alsdann nahe, wie es bei Schleusen- und Trocken-dockbauten vielfach ausgeführt ist, Lehren für den unteren Teil der Kanalwände aufzustellen, nach welchen man diesen in Betonschüttung ausführt; die so hergestellten Betonkörper dienen alsdann als Fangedämme. Es ist aber zu beachten, daß die aus Schüttung unter Wasser hergestellten Betonkörper, welche nicht durch Zuhilfenahme von Stampfarbeit künstlich gedichtet werden können, leicht so locker bzw. undicht ausfallen, daß man sie als Teile der Kanalwand nicht unmittelbar benutzen kann, vielmehr Verkleidung mit Mauerwerk, vielleicht auch mit einer Stampfbetonschicht notwendig ist.

§ 419. Bei Ziegelbau ist die beste Ausführung der Kanäle diejenige in Ringen von $\frac{1}{2}$ Stein Stärke (§ 248), bei welchen auch die Notwendigkeit der Beschaffung von Formsteinen entfällt. Sind die Ziegel von wechselnder Beschaffenheit, so wird man sie sortieren, und wenn zwei oder mehr Ringe notwendig sind, die bessere

Gattung zu dem inneren Ringe verwenden. Immer aber müssen diese von guter Beschaffenheit sein, da sie sonst bald zerstört werden, und Schutz durch Auftragen eines Putzes aus Wassermörtel nicht geschaffen werden kann, da Haltbarkeit eines Putzauftrages Haltbarkeit der Unterlage zur Voraussetzung hat.

Bei sehr standfähigem Boden und günstigen äußereren Belastungszuständen (§ 235 u. 236) genügt $\frac{1}{2}$ Stein starke Wand noch für Kanäle bis etwa 0,8 m; sind die Verhältnisse etwas weniger günstig, so kann man die Seitenwände des Kanals durch Pfeilervorlagen von $\frac{1}{2}$ Stein Vorsprung verstärken. Weitergehend führt man die Seitenwände durchgehends 1 oder auch $1\frac{1}{2}$ Stein stark aus. Wenn die Kanalweite 1 m erreicht, muß der ganze Ring 1 Stein stark sein und in mangelhaftem Baugrunde oder unter stärkerer äußerer Belastung noch seitliche Verstärkungen durch vortretende Ringe oder Pfeiler erhalten, eventuell durchgehends verstärkt werden.

Im Hochbau werden in Fällen, wo Rüstungen schwierig zu stellen oder zu unterstützen sind, Wölbungen zuweilen ohne Rüstungen nur mit Hilfe eines einzigen Lehrbogens hergestellt, indem man die Lagerfugen der Ziegel, anstatt parallel der Kanalachse, senkrecht zu denselben anordnet. Bei diesem Wölbverfahren besteht das ganze Gewölbe aus einzelnen für sich bestehenden Ringen von der Dicke oder auch Länge der Ziegel, ist deshalb wenig tragfähig und daher für Kanalüberwölbungen im allgemeinen nicht geeignet; nur unter ganz besonderen Umständen mag dasselbe in Betracht kommen können.

Gemauerte Kanäle, die gelegentlich stärkeren inneren Druck zu erleiden haben, kann man zur Aufnahme des Drucks dadurch geeignet machen, daß man in das Mauerwerk Ringe aus Draht oder Bandeisen senkrecht zur Kanalachse einlegt. Auch Beton mit Eiseneinlagen kann sich in solchen Fällen vielleicht empfehlen.

Liegen Kanäle im Grundwasser, so ist auf der Außenseite ein Putzüberzug anzubringen, der aber bei der gewöhnlichen Enge der Baugrube und dem Wasserzutritt nicht leicht in guter Beschaffenheit herstellbar ist. Sicherer ist Hinterfüllung der Kanalwand mit fettem Thon.

Die Wasserdichtigkeit des Mörtels wird durch einen Zusatz von Fettkalk oder Wasserkalk ($\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{2}$ Teil auf 1 Teil Cement) erhöht. Die Abbindezeit und Festigkeit werden aber etwas verringert; andererseits ist Cementkalkmörtel besser verarbeitungsfähig als Cementmörtel. Als Mörtelsand für Kanalmauerwerk verdient derjenige den Vorzug, in welchem alle Korngrößen vertreten sind, da solcher Sand sowohl die größte Festigkeit als gute Wasserdichtigkeit ergibt; die größte Wasserdichtigkeit allein wird aber mit Feinsand von möglichst übereinstimmender Korngröße erzielt. Der Sand muß rein sein; eine sehr geringe Menge lehmiger und staubiger Teile schadet aber der Mörtelbeschaffenheit nicht, verbessert dieselbe sogar. Da nun beim Waschen des Sandes, welches vielfach empfohlen wird, sowohl die feinsten Sandkörner als die Lehmteile verloren gehen, so kann der allgemeinen Empfehlung, die dem Waschen oft zu Teil wird, nicht beigetreten werden. Sehr zu fürchten sind Humusstoffe, Braunkohlenstaub, stark eisen-schüssiger Sand, Pflanzenreste, und alles was nicht mineralischen Ursprungs ist; Sand, der solche Bestandteile enthält, muß daher gewaschen werden. Ebenfalls ist Seesand, der durch Salze verunreinigt ist, zu waschen. Flusssand mag ohne Waschung genügend rein sein, giebt aber, weil er nur runde Körner und wenig feine Bestandteile enthält, geringere Mörtelfestigkeit als Grubensand. Vorzügliche Festigkeit wird mit sogenanntem Pochsand (von Hüttenwerken) erzielt.

§ 420. Die Ausführung von Kanälen aus Beton in den Baugruben ist nur unter besonderen Umständen empfehlenswert; dahn gehören: Gewinnung der Zuschlagsmaterialien in der Baugrube selbst oder deren unmittelbarer Nähe; Möglichkeit

der Trockenhaltung der Baugrube, um den fertiggestellten Kanalstrecken eine längere Erhärtungsdauer zu gestatten, bevor dieselben verschüttet bzw. überangestrengt werden. Die Möglichkeit dazu wird bei Ausführung in verkehrsreichen Straßen — außer bei tunnelartiger Bauweise — wohl niemals vorhanden sein. Vorzüge besitzt die Ausführung in Betonbau darin, daß bei sehr sorgfältiger Herstellung hohe Festigkeit vorhanden ist, also weniger Material als bei Ziegelbau, und weniger Raum in der Baugrube erforderlich wird, daher, unter Voraussetzung nicht hoher Materialkosten, in der Regel auch billig ist; außerdem kann die leichte Formungsfähigkeit des Betons unter Umständen und bei gewissen Bauteilen eine große Rolle spielen. Auf der anderen Seite setzt das gute Gelingen von Betonkanalbauten spezialistische Kenntnisse, einen zweckmäßigen und großen Arbeitsapparat, endlich ein geübtes, dabei auch durchaus zuverlässiges Arbeiterpersonal voraus. Bei Entscheidungen über die Frage: ob Betonbau oder Steinbau? müssen daher die Rücksicht auf die Zuverlässigkeit des Unternehmers und die moralischen sowohl als materiellen Garantien, welche derselbe bietet, den Ausschlag geben. Vergebung von Betonausführungen bei Submissionen lediglich nach der Höhe des Angebots kann leicht verhängnisvoll werden*).

In der fabrikmäßigen Erzeugung von Betonrohren- und Kanälen werden eiserne Formen benutzt; beim Stampfen von Betonkanälen in den Baugruben bedarf es besonders fester unnachgiebiger Einschalungen, die zur Verhütung des Anhaftens von Mörtelteilen mit eingölten Blechtafeln (Eisen oder Zink) belegt werden; weniger gut wird zum Belegen zuweilen Papier oder Jutestoff benutzt. —

Die Einrüstung und Einschalung der Kanalwölbungen aus Ziegel- oder Natursteinen bieten nichts Besonderes. Man stellt die Lehrbögen entweder auf in Kämpferhöhe vorgekragte einzelne Steine, die nach der Ausrüstung herausgenommen und ersetzt werden, oder man legt etwas unter Kämpferhöhe Spreitzhölzer ein, auf welchen man beiderseits ein Schwellholz streckt oder, endlich, man unterstützt die Schwellhölzer von der Kanalsohle aus durch Bohlenstücke, die genau nach der Kanalwand geformt sind und für den unteren Teil des Profils als Lehren dienen können. Letztere Anordnung ist die bessere; sie gewährt auch den Vorteil, daß bei kleinen Kanalprofilen, die kaum noch bekriechbar sind, die Ausrüstung erleichtert ist, da man Keilstellungen nicht unter jedem Lehrbogen, sondern nur an den Enden der Schwellhölzer braucht. — Bei der geringen Masse der Wölbungen muß das Ausrüsten mit großer Vorsicht geschehen; es sind aber bei Anwendung von Keilen unter den einzelnen Lehrbögen Erschütterungen kaum zu vermeiden, wenn die Keile durch Schlagen mit einem schweren Werkzeug gelöst werden. Zweckmäßig würde man daher die unter einer gewissen Länge der Wölbung liegenden Keile mit einer durchgehenden Eisenstange verbinden, die am Ende eine Zugschraube hat. Vereinzelt hat man auch die Lehrbögen zentral durch Schraubenwinden und in seltenen Fällen durch Wasserdruckpressen unterstützt.

§ 421. Profiländerungen von Thonrohr-, Cementrohr- und Eisenrohrleitungen dürfen, um den späteren Betrieb nicht zu erschweren, niemals in freier Strecke zwischen zwei Einstiegeschächten ausgeführt werden, sondern nur in den Schächten.

Thonrohre sind beim Verlegen mit dem Muffenende gegen den Strom zu kehren, um den Wasseraustritt aus dem Stoß wenigstens nicht zu begünstigen. Thonrohre sowohl als Cementrohre sind in aufgefülltem Boden nur mit großer Vorsicht zu

*) Eingehende Behandlung des Betonbaues in: Büsing und Schumann. Der Portlandcement und seine Anwendungen im Bauwesen. 2. Aufl. Berlin 1899.

verwenden, und noch größere Vorsicht ist notwendig, wenn solche Rohre auf Grundstücken in der Nähe von Gebäudemauern, Gruben oder Brunnen zu verlegen sind. Sowohl die meist vorhandene geringe Ueberdeckung, als Bodenerschütterungen, Rutschungen, Aufgrabungen in der Nähe (wozu leicht Anlaß geben sein kann), Setzen der Gebäude u. s. w. fordern dazu auf, an Stelle von Thonrohren oder Cementrohren zu Leitungen auf den Grundstücken vorzugsweise eiserne Rohre auch in dem Falle zu benutzen, daß dieselben von der Gefahr, durch Rückstau unter inneren Druck zu kommen, frei sind.

Ungenauigkeiten beim Bau von Röhrenleitungen können sich vermöge der Entstehung von Abflußhindernissen infolge davon, noch mehr aber durch die Schwierigkeiten, welche die Beseitigung erfordert, sehr schwer rächen; peinlichste Sorgfalt beim Bau ist daher Pflicht.

Für die sichere Lage von Thonrohren und Cementrohren ist es sehr wichtig, daß die Sohle der Baugrube im gewachsenen trockenen Boden möglichst genau entsprechend der Tiefenlage der einzelnen Rohre ausgehoben wird, also auch mit der dem größeren Durchmesser der Muffe folgenden Vertiefung. Am vollkommensten wird dies dadurch erreicht, daß ein letzter geringer Teil des Bodens auf der Sohle der Baugrube vorläufig belassen und erst vom Rohrleger selbst beseitigt wird. Gegen zu tiefe Aushebung der Baugrube in trockenem Boden ist mit Strenge einzuschreiten, da sie leicht zu Ungenauigkeiten in der Lage der Leitung, zu Unräufigkeiten der Stöße oder zu Rohrbrüchen Veranlassung wird. In nasser Baugrube lassen sich die Stöße von Thonrohrleitungen und ebensowenig die Stöße von Leitungen aus Cementrohren befriedigend dichten; es muß daher das Wasser jedenfalls so weit fortgeschafft werden, daß dasselbe auf der Baugrubensohle nicht fließt. Dazu ist es nützlich, die Sohle um einiges tiefer als die Sohlenlage der Leitung auszuheben und eine Schicht Sand oder Kies einzufüllen, mit welcher man auch die ganze Leitung hinter- und überfüllt. An den Stellen, an welchen die Stöße liegen, mag man zur Verbesserung der Dichtungen ein kurzes Stück Thonschlag einbringen. Zuweilen hat man im vorausgesetzten Falle wohl den Stößen eine besondere Unterstützung durch Unterlegen eines Ziegelsteins gegeben. Dieses Verfahren ist jedoch im allgemeinen nicht zu empfehlen, da es die Gleichmäßigkeit der Unterbettung stört; es mag aber in nasser Baugrube mit lockerer Sohle noch eine Verbesserung sein. Vorzuziehen ist jedoch in solchen Fällen die fortlaufende Unterstützung der Rohrleitung durch ein Brett oder eine Bohle, besonders wenn der Boden in höherem Grade wandelbar ist. Cementrohre bedürfen in wandelbarem Boden einer fortlaufenden Unterstützung, die man am besten mit ein paar Mauerwerkschichten oder breiten Platten aus Beton oder einer Betonschüttung herstellt. — Wenn die Trockenlegung der Baugrube nicht gelingt, oder auch dieselbe unverhältnismäßige Kosten erfordern würde, oder wenn die Baugrubensohle aus Trieb sand besteht, empfiehlt es sich, anstatt Thonrohre oder Cementrohre eiserne Rohre zu verwenden. Dies bietet den Vorteil, daß, da die Zahl der Dichtungen viel geringer ist und die Vereinigung mehrerer Schüsse zu einem Stück Leitung außerhalb der Baugrube geschehen kann, die Verlegung sehr erleichtert ist und Gefahren für die Dichtung der Stöße ausgeschlossen sind. Bei großem Wasserandrang mag dies die einzige mögliche Ausführungsweise sein.

Wenn — beim Trennsystem — doppelte Röhrenleitungen hergestellt werden und beide Röhrengattungen etwa das gleiche Gefälle erhalten, kann man dieselben senkrecht übereinander legen; wenn die Gefälle ungleich sind, erfolgt Verlegung mit gegeneinander verschobener Rohrachse. Es empfiehlt sich aber zu vermeiden, daß zwei in derselben Baugrube hergestellte Röhrenleitungen mit ungleichen Ge-

fällen sich überkreuzen, weil, wenn dies stattfindet, die Konstruktion der Einsteigeschäfte zu verwickelt ausfällt. Um gesicherte Lage solcher Doppelleitungen zu erzielen, ist es zweckmäßig — wie in Köln — das zu unterst liegende Rohr auf ein paar Schichten Ziegelmauerwerk oder eine schwache Betonschicht zu betten und auf demselben eine Schicht aus magerem Beton zu breiten, die für das oben liegende Rohr als Bettung dient.

§ 422. Von dem Dichtungsmaterial von Rohrleitungen, die im Boden liegen, verlangt man einen dauernd wasserdichten Abschluß, geringe Nachgiebigkeit, Sicherheit gegen Ausspülung, Ausführbarkeit der Dichtung auch bei nasser Witterung und in nicht trockener Baugrube, Unangreifbarkeit durch Säuren, Alkalien und Salze, Sicherheit gegen das Herausdrängen der Dichtungsmasse aus der Muffe unter innerem Druck, Freiheit von Schwinden bei Trockenheit und von stärkerer Volumenvermehrung bei Nässe oder aus sonstigen Ursachen, endlich Unmöglichkeit, daß Würmer oder andere niedere Tiere oder Baumwurzeln einen Weg, die Dichtung durchbrechend, in die Leitung finden.

Letzterer Punkt ist bei Leitungen in Straßen mit Alleebäumen oder mit Vorgärten, in welchen größerer Pflanzenwuchs besteht, sehr zu beachten, da die Erfahrung lehrt, daß den Wurzeln tief gehender Gewächse selbst vermeintlich gute Dichtungen keinen ausreichenden Widerstand gegen das Hindurchwachsen bieten. Und wenn erst selbst nur eine dünne Fadenwurzel den Weg zum Innern der Leitung gefunden hat, entwickelt dieselbe sich in kurzer Zeit bei der reichlichen Nahrung, welche sie findet, zu einem mächtigen Ballen, der den Querschnitt bald vollständig ausfüllt. Besonders zu fürchten sind die Wurzeln der Ulmen, welche mehrere Meter tief (und auch 4—6 m seitwärts) gehen; weniger schlimm sind die mehr flach sich breitenden Wurzeln von Linden, Ahorn, Kastanien, Birken und Pappeln. Baumwuchs in und an den Straßen kann daher für die Entwässerungsanlage einer Stadt eine recht große Bedeutung besitzen.

In früherer Zeit hat man die Dichtung von Thonrohrleitungen vielfach bloß durch Ausfüllung des Muffenhohlraumes mit plastisch angemachtem Thon, unter Hinzufügung eines umgelegten Wulstes aus demselben Material, hergestellt; diese Dichtung schwindet in trockenem Boden, entspricht den oben aufgestellten Anforderungen auch sonst nur teilweise und ist heute auch wohl ziemlich überall aufgegeben.

Eine spätere Verbesserung besteht darin, daß man den Grund der Muffe mit sogenanntem Teerstrick füllt. Geteerte Flechte aus geringwertiger Gespinstfaser wird um das Schwanzende des Rohres geschlungen und dieses alsdann in die Muffe des zuletzt verlegten Rohres eingeführt. Danach folgt festes Anpressen des Teerstricks mit dem sogenannten Dichteisen, Füllung des oberen Teils der Muffe mit plastisch angemachtem fetten Thon und schließlich Umhüllung der Muffe mit einem breiten kräftigen Thonwulst.

Bei Rohren von etwas größerer Weite hat es Schwierigkeiten, die Dichtung der unten liegenden Hälfte vom Rohrumfange, d. h. also gerade desjenigen Teils, für welchen die Dichtigkeit von besonderem Wert ist, gut auszuführen. Die Arbeit muß daher streng kontrolliert werden; es hat nur einen geringen Wert zu fordern, daß der unten liegende Teil der Muffe, schon bevor die Einführung des folgenden Rohrs stattfindet, seine Thonausfüllung erhält. Es wird hierbei auch leicht ein Teil des Thones in die Leitung hineingedrängt, der vor dem Weitergehen der Arbeit herausgenommen werden muß. Die beschriebene, heute noch vielfach in Uebung stehende Dichtung erfüllt in feuchtem Boden alle Ansprüche, ausgenommen die, daß sie das Eindringen von niederen Tieren und das Durchwachsen von Baum-

wurzeln nicht verhindert. Ein nebenschälicher Mangel derselben besteht darin, daß sie nicht bei Frostwetter ausgeführt werden kann.

Das Dichteisen und die vorstehend beschriebenen Dichtungsverfahren werden durch die drei Fig. 473—475 erläutert; zu der in letzterer Figur selbst gemachten Angabe ist hinzuzufügen, daß an Stelle des Teerstricks Cementmörtel treten kann. Die Verwendung von Cementmörtel mag auch auf die Füllung der Stoßfuge beschränkt bleiben; es ist aber bei der Schwierigkeit der Ausführung in enger und nasser Baugrube eine gewisse Unsicherheit darüber in den Kauf zu nehmen, ob der Fugenschluß vollkommen gelingt. Muffendichtungen ganz aus Cementmörtel sind wegen der Starrheit der Verbindung, die leicht zu Brüchen der Muffe oder des Rohres Veranlassung giebt, nicht zu empfehlen; dagegen kann gemeinsame Anwendung von Cementmörtel, Teerstrick und angemachtem Thon in folgenden Formen zweckmäßig sein:

Form 1: Füllung der unteren Hälfte der Muffe mit Cementmörtel, der oberen Hälfte mit Teerstrick oder Thon und Umhüllung der Muffe mit einem Thonwulst.

Form 2: Füllung der unteren Hälfte der Muffe mit Teerstrick, der oberen mit Cementmörtel und Wulst wie bei Form 1.

Form 3: Füllung der Muffe nach einer der beiden Formen zu 1 oder 2, oder auch der ganzen Tiefe nach mit Teerstrick, und Herstellung des Wulstes aus Cementmörtel. Letztere geschieht am einfachsten so, daß man um die Muffe mit dem nötigen Hohlräum eine Form aus Holz oder Blech legt, die oben offen ist und an den Enden geschlossen wird. Der Hohlräum wird dann mit dünn angemachtem Mörtel „ausgegossen“. Man kann aber für Herstellung des Wulstes auch ein überzuschiebendes zerlegbares Holzmodell benutzen, das man, nachdem es mit Thon umkleidet ist — der die Form darstellt —, in einzelnen Teilen herauszieht. Der Guß der Muffe geschieht dann wie vor. Zu beachten ist, daß stark flüssiger Cementmörtel beim Erhärten schwindet und rissig wird.

Form 4: Füllung der Muffe ganz mit Cementmörtel und Herstellung des Wulstes aus Thon oder auch umgekehrt.

Form 5: Füllung der Muffe in der unteren Hälfte mit Teerstrick, in der oberen mit angemachtem Ton und Umhüllung wie bei Form 3.

Die Verwendung von Cementmörtel bietet wohl Sicherheit gegen das Hineinwachsen von Baumwurzeln in die Leitung; es bestehen aber bei derselben einige Schwierigkeiten für gute Herstellung, auch abgesehen von den Wirkungen von Nässe und Frost. Der Cement darf nicht treiben, und zur Schaffung von Sicherheit dagegen muß der Mörtel reichlichen Sandzusatz erhalten (mindestens 3 Teile Sand auf 1 Teil Cement). — Wenn später das Herausnehmen einzelner Rohre aus der Leitung notwendig ist, etwa wegen eines Bruches oder weil ein Abzweig eingesetzt werden soll, so gelingt dies bei der Starrheit und Haftfestigkeit des Cementmörtels fast nur unter Zertrümmerung eines oder zweier Rohre. Dazu ist in wandelbarem Grunde die Verbindung so starr, daß mit dem Eintritt von Rohrbrüchen gerechnet werden muß.



Fig. 473

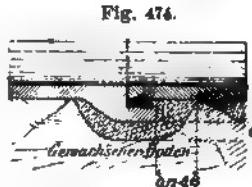


Fig. 474.

Füll.
Material
oder Thon

Soil.
oder Thon

Bettung 0,25-0,30m

Fig. 475.

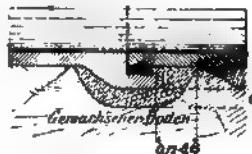


Fig. 475.

Vereinzelt hat man zur Dichtung von Thonrohrleitungen Mischungen aus Asphalt (Teerpräparat) und Pech oder Asphalt und Ziegelmehl verwendet, oder Mischungen aus verschiedenen Stoffen, wie z. B. die folgende: 36 Teile Thonmehl, 24 Teile Ziegelmehl, 18 Teile Chamottemehl, 12 Teile Eisenhammerschlag und 8 Teile Kalkpulver. Es ist nicht bekannt geworden, ob derartige Dichtungen, auch in anderen Beziehungen als der, eine gewisse Nachgiebigkeit zu besitzen, befriedigen, namentlich ob sie gegen Druck genügend widerstandsfähig sind. Die Verwendung von Pech ist mit der Unbequemlichkeit verbunden, daß dasselbe starke Erhitzung erfordert und dann Schwierigkeiten der Handhabung bestehen. In England, wo man wegen der Geltung der Kanalgastheorie den Stoßdichtungen von Thonrohrleitungen von jeher eine ganz besondere Aufmerksamkeit zuwendete, kam zu Anfang der 70er Jahre die Benutzung von bituminösen Stoffen zu Dichtungen in Aufnahme*), die später auch in Deutschland Eingang gefunden hat. Die Zusammensetzung der Dichtungsmasse wird teilweise als Geheimnis behandelt. So bringt die Chemische Fabrik und Asphaltwerk Dr. P. Remy in Mannheim (Fabriken in Worms) unter der Bezeichnung Asphaltkitt ein Material in den Verkehr, das sich eines guten Rufes erfreut, dessen Bestandteile und Mischungsverhältnisse aber nicht näher bekannt sind. Lindley hat als geeignete Mischung 2 Teile Goudron (unverfälscht ein bituminöser Körper) und 1 Teil Vorwohler Asphaltmastix**) angegeben, während Unna die Mischung 1 : 1 der beiden genannten Stoffe für besser geeignet hält***).

Die Vorteile dieser Dichtungsweise bestehen in vollkommener Wasserdichtheit, sowohl in der Fuge zwischen Thonrohr und Dichtmittel als in der Masse selbst, in ausreichender Nachgiebigkeit, Beständigkeit gegen Säuren, Alkalien und Salze, Hartbleiben bei Temperaturen bis etwa 50°. Die Ausführung ist (abgesehen von Regenwetter) von Witterungszuständen unabhängig; die Erhärtung der Masse erfolgt so rasch, daß die Leitung alsbald nach dem Verlegen einer Druckprobe unterworfen, bezw. der Benutzung übergeben werden kann; dadurch kommt Fortsetzung der Trockenhaltung der Baugrube um ein Gewisses über den Zeitpunkt der Fertigstellung hinaus — wie sie bei Dichtung mit Cement notwendig sein kann — in Wegfall. Durch Anwärmern der Muffen wird späteres Herausnehmen einzelner Rohre aus der Leitung möglich, ohne daß Zerstörungen stattfinden. — Der Betrieb von Hausleitungen braucht während der Ausführung von Dichtungen nicht unterbrochen zu werden, weil die Dichtungsmasse nicht fortgespült werden kann. — Die Asphaltdichtung widersteht inneren Pressungen der Rohre, bei welchen die Rohre selbst vielleicht schon zerstört werden.

Als ein gewisser Mangel kann es angesehen werden, daß die Ausführung der Asphaltdichtung einen relativ großen Arbeitsapparat erfordert: nämlich einen Kessel oder Ofen zum Schmelzen der Masse, Gießpfannen und Ringe, welche das Ausfließen der heißen Masse aus der Muffe verhindern und einen Mechanismus zum Festlegen des Ringes um das Rohr. Ringe aus Gummi mit quadratischem Querschnitt, der Seitenlänge etwa gleich der Weite des Muffenhohlräumes (bis 3 cm) und einer Länge, die um einige Centimeter hinter der Länge des Rohrumfanges zurückbleibt, werden vor der Muffe um das Rohr gelegt und durch ein über den Ring gelegtes Stahlband fest angepreßt; für letzteren Zweck hat das Stahlband an jedem Ende ein Winkeleisen mit Durchlochung, die zum Durchziehen einer Zugschraube dient. Der zwischen den Enden des Ringes freibleibende Raum wird nach der freien Seite hin

*) Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege, Bd. 27 (1895), S. 53 ff. (Vergl. hierzu auch im § 241.)

**) Thonindustrie-Zeitung 1896, Nr. 2.

***) Unna. Ueber das Dichten von Steingutröhren, insbesondere über die Anwendung der Asphalt dichtung in: Deutsche Bauzeitung 1897, S. 274 ff.

mit einem Kranz aus angemachtem Thon eingegrenzt und so ein kleines Becken zum Eingießen der flüssigen Dichtungsmasse geschaffen. Damit dieselbe nicht an dem Gummiring hafte, wird letzterer mit verflüssigtem Thon bestrichen. Da die Gummiringe in der Beschaffung teurer sind, auch nicht lange halten, hat man anstatt derselben viel weniger teure Schläuche aus Jutesstoff benutzt, welche mit Korkstücken und Einlage aus Juteschnur gefüllt werden. Zum dichten Anschluß dieser Schläuche an die Rohrwand wird ein Zug aus Kupferdraht benutzt, für welchen Zweck der Schlauch an jedem Ende mit einem Ringe versehen ist. Das Genauere über die Ausführung ergeben die Fig. 476 und 477. Eine wertvolle Vereinfachung hat man neuerdings durch Benutzung von Ringen erzielt, die aus einem Kern von Teerstrick und einer Hülle aus plastisch angemachtem Thon bestehen; der Querschnitt dieser Ringe ist quadratisch mit 5—7 cm Seitenlänge. Die Herstellung der Ringe erfordert einige Geschicklichkeit des Arbeiters. Der besondere Wert derselben besteht darin, daß sie sich durch das Eigengewicht und die Nachgiebigkeit des Thons dicht anlegen, ohne einer Vorrichtung zum Anspannen zu bedürfen, und daß derselbe Ring für alle Rohrweiten benutzbar ist; auch sind die Kosten gering. — Hinzuzufügen ist, daß der Asphalt nur zur Dichtung des oberen Teils der Muffentiefe dient, da die untere Hälfte mit Teerstrick gedichtet wird. Die von der Dichtungsmasse berührten Flächen werden zuweilen mit Kohlenteer bestrichen; ob dieser Anstrich notwendig ist, günstig oder ungünstig wirkt, läßt sich, ohne daß besondere Prüfungen darüber ausgeführt werden, von welchen bisher nichts verlautet hat, nicht sagen. Günstig für den Ausfall der Dichtung ist es, bei kalter Witterung die Rohre etwas anzuwärmen, wozu es genügt, dieselben um den Asphaltenschmelzofen herum aufzustellen, und notwendig, daß während des Schmelzens die Masse fortwährend umgerührt wird, damit nicht Anbrennen oder Absetzen der spezifisch schwereren mineralischen Stoffe stattfindet. Ein flotter Fortgang der Arbeit bedingt das Vorhandensein mehrerer Gießpfannen und vielleicht auch von zwei Schmelzkesseln oder Oefen, deren Aufstellung dem Fortgang der Arbeit folgen muß. — Die Kosten der Asphaltdichtung hängen bei der Größe des Arbeitsapparats wesentlich von dem Umfange ab, den die Arbeit erreicht, ebenfalls von der Rohrweite. Bei einem Umfange der Leistung und bei mittleren (oder noch eher bei großen) Rohrweiten scheinen sie nicht höher zu sein, als die Kosten von Thon- bzw. Cementdichtungen. Spezielles über die Kosten und über die bei verschiedenen Prüfungen der Asphaltdichtung und besonderen Verwendungsweisen derselben erlangten Resultate ist den oben angeführten Quellen zu entnehmen.

Die Notwendigkeit, das Dichtungsmaterial durch hohe Temperatur zur Dünnschlüssigkeit zu bringen, bildet zweifellos für die Ausführung der Asphaltdichtung bei ihren großen Vorteilen ein besonderes Erschweris und kann bei geringem Umfange der Arbeit sogar zum Hindernis werden. Dieser Umstand läßt es kaum zu, in der Asphaltdichtung bereits den erreichbaren Volkommensheitszustand zu erblicken und veranlaßt zur Aufsuchung anderweitiger Dichtungsverfahren, bei welchen die Notwendigkeit der Anwendung wenigstens hoher Hitze entfällt. Bei einer Dichtungsmasse, die dem Asphaltkitt verwandt ist und welche, ohne spezielle Bezeichnung, von der Fabrik von Meissner in Stargard i. P. geliefert wird, genügt

Fig. 476 u. 477.



mäßige Erwärmung, um dieselbe plastisch und zum Einstreichen in die Muffe mittelst einer schmalen Kelle oder eines Dichteisens geeignet zu machen. Die hierin liegende Erleichterung, zusammen mit dem Fortfall eines Ringes, hat der Meißnerschen Dichtungsmasse bereits einen Eingang verschafft. Die Berührungsflächen des Rohres mit der Dichtungsmasse erhalten einen Anstrich aus Kohlenteer, der angetrocknet sein muß, bevor das Einstreichen der Dichtungsmasse erfolgt; es wird nur die obere Hälfte der Muffentiefe mit letzterer gefüllt, die untere Hälfte mit Teerstrick. Die Erhärtung der Dichtungsmasse erfolgt schnell. Was die Dichtung gegen Wasserdruck, gegen Bewegungen der Rohre und mit Bezug auf die sonst zu erhebenden Ansprüche leistet, ist bisher nicht näher bekannt, da Prüfungsergebnisse oder längere Erfahrungen noch nicht vorliegen; nach der Kenntnis, welche der Verfasser durch eigene Anschaugung erlangt hat, scheint aber zu Zweifeln an günstigen Ergebnissen keine Ursache vorhanden zu sein.

Zur Dichtung von Thonrohrleitungen, welche einigen inneren Druck, vielleicht mehr als 2 m Wassersäule auszuhalten haben, hat man zuweilen eine Mischung von Pech, Talg, Schwefel und Leinöl verwendet, über einer Lage von Teerstrick im Grunde der Muffe. Die oben beschriebene Dichtung mit bituminösen Stoffen oder mit Meißnerscher Dichtungsmasse ist aber wahrscheinlich vorzuziehen.

Die verbesserten Dichtungsweisen von in den Grund eingebetteten Thonrohrleitungen sind selbstverständlich auch bei Sinkkästen aus Thonrohren zur Anwendung zu bringen; stehende Lage der Rohre erleichtert die Ausführung.

§ 423. Wegen der Stoßdichtung von Cementrohren und ihre Mängel ist auf § 243 und auf dasjenige zu verweisen, was hinsichtlich der Eigenschaften von Cementdichtungen oben bei den Thonrohrdichtungen angeführt worden ist. Günstiger als die Dichtung der Halbfalze bei dickwandigen Cementrohren gestaltet sich die Dichtung der dünnwandigen Cementrohre (mit Eiseneinlagen), weil diese mit Muffen — die kleinen Profile mit festen, die großen mit sogenannten losen Muffen — hergestellt werden. Aber bei beiden Gattungen von Cementrohren bildet die Starrheit der Verbindung einen Mangel, durch den sowohl die Dichtung selbst als die Haltbarkeit der Rohre gefährdet werden kann. Ein gewisser Schutz dagegen kann durch besonders sorgfältiges Unter- und Hinterstopfen der Leitungen mit geeignetem Boden erzielt werden.

§ 424. Wenn Thonrohre oder Cementrohre mit Eisenrohren zu verbinden sind, wird die Dichtung zweckmäßig aus Teerstrick und Cement hergestellt, sofern es nach Lage des Falles angängig ist, jedoch besser aus Asphaltkitt oder „Dichtungsmasse“. Bei Leitungen geringer Weite und wenn die Dichtungsstelle offen liegt, kann die Dichtung auch aus Teerstrick in der Tiefe der Muffe und Mennigekitt im oberen Teil hergestellt werden. Diese Dichtung schwindet aber und muß nach Verlauf einiger Zeit nachgebessert werden; gegen inneren Druck leistet sie nur wenig. Zwischen Thonrohr und Bleirohr wird die Dichtung am besten mit Gummiring bewirkt.

Sowohl wenn die Leitungen aus Kanälen als aus Thon- oder Cementrohren bestehen, sind in dem Falle, daß dieselben nur Regenwasser aufnehmen, gewisse bauliche Erleichterungen zulässig, teils weil Regenwasserleitungen nur zeitweilig in Wirksamkeit sind, teils weil sie flachere Einbettungen vertragen als Schmutzwasserleitungen, weil sie ferner in Bezug auf die Gefälle und Querschnittsformen weniger empfindlich als jene sind, endlich weil es sich bei ihnen gewöhnlich nur um einzelne, voneinander unabhängige Stränge handelt, also der Einfluß von etwaigen Mängeln, welche entstehen, sich nicht auf andere Leitungen überträgt und auch wohl immer verhältnismäßig leicht zu beseitigen sein wird.

§ 425. Haben Gußeisenrohre inneren Ueber- oder Unterdruck auszuhalten, so ist zur Dichtung nur Teerstrick mit Dichtung aus geschmolzenem Blei darüber, welches „verstemmt“ werden muß, geeignet. Bei druckfreien gußeisernen Leitungen ist sowohl Dichtung aus Teerstrick im Grunde der Muffe und Mennigekitt im oberen Teil, als aus Cementmörtel üblich. Beide Dichtungsarten sind aber mangelhaft: erstere schwindet, letztere kann bei Bewegungen brüchig und auch sonst rissig werden; Cementdichtung sollte man höchstens bei stehenden, stets zugänglichen Leitungen, nicht aber bei liegenden Leitungen benutzen. — Gußeiserne Flanschenrohre werden durch Verschraubung und zwischengelegte Gummischeiben gedichtet. Muß die Verbindung etwas beweglich sein, so kommt eine ganze Reihe von Konstruktionen in Betracht, auf welche hier nicht eingegangen werden kann (vergl. Beispiele in Fig. 208 und 209), wie ebensowenig auf die besonderen Verbindungsweisen, welche auszuführen sind, wenn Muffenrohre mit Flanschenrohren zusammentreffen.

Schmiedeiserne Rohre werden durch Verschraubung miteinander verbunden; das Schraubengewinde muß sorgfältig hergestellt sein, so daß das Einstreichen von Mennigekitt — das vielfach üblich ist — zur Dichtheit entbeht werden kann. — Dichtungen beim Zusammentreffen von Schmiedeisen- mit Gußeisenrohren werden wie bei Gußeisenrohren hergestellt.

§ 426. Zur Verbindung von Bleirohren dient gewöhnlich Verlötung, wobei die sogenannte Kelchnaht zur Anwendung kommt; die Verbindung mittelst „Plombennaht“, welche in England und Frankreich die gebräuchliche ist, ist jedoch besser. Mit einiger Vorsicht lassen sich die Enden von Bleirohr auch „umbördeln“ und dann durch Flanschverbindung mit Einlegung einer Gummischeibe zusammenbringen.

§ 427. Zinkrohre erhalten verlötete Längsnaht und Quernaht; der an der Wandseite liegende Teil der Quernaht fällt jedoch bei dem meist wenig genauen Zusammenpassen der „Schüsse“ in der Regel mangelhaft aus. Wo es auf Dichtheit ankommt, werden an Stelle von Zinkrohren besser Eisen- oder Bleirohre verwendet. — Messingrohre, und Bleirohre mit einer Ummantelung aus Messing, wie sie in Amerika vorkommen, werden miteinander verschraubt, Kupferrohre zusammenge lötet oder nach Umbördelung der Enden mittelst Flansch und eingelegter Gummischeibe verbunden.

§ 428. Sind Eisen- und Bleirohre zu verbinden, so geschieht das am besten durch Einfügung eines Stützens aus Messing; letzteres wird mit Gußeisen durch verstemmte Bleidichtung verbunden, mit Schmiedeisen durch Verschraubung. Zwischen Blei und Messing findet Verbindung entweder durch Flansch (mit Gummieinlage) oder durch Plombennaht statt. Der Messingstützen kann aber auch durch einen zum Verschrauben eingerichteten Eisenstützen ersetzt werden.

Bleirohre werden mit Zinkrohren verlötet, mit Becken und Badewannen aus Fayence durch Kitten, besser durch Gummidichtung verbunden.

Uebrigens ist den vorstehenden allgemeinen Angaben über die Verbindungen von den Hauptmaterialien die Bemerkung hinzuzufügen, daß bei letzteren die Form, unter welcher die Materialien zusammentreten, eine große Rolle spielt und daß hinsichtlich dieses Einflusses auf die Spezialliteratur verwiesen werden muß. Das Wesentlichste zur Sache kann z. B. aus: Aßmann, Die Bewässerung und Entwässerung von Grundstücken; München 1893, entnommen werden.

§ 429. Die Anschlußleitungen der Grundstücke werden, soweit sie im Straßengrunde liegen, von der Gemeinde hergestellt, entweder auf Kosten der Allgemeinheit oder, was häufiger der Fall ist, auf Kosten der betreffenden

Eigentümer. In jedem Falle müssen diese Leitungsteile als Eigentum der Gemeinde gelten, da dieselbe eigenmächtige Handlungen im Straßengrunde u. s. w. nicht dulden kann. In technischer Hinsicht bietet die Herstellung dieser Leitungsstücke keine Besonderheiten.

Leitungen, welche quer durch Gebäude führen, dürfen nicht in so fester Verbindung mit den Gebäudemauern u. s. w. stehen, daß die Bewegungen der letzteren sich auf sie übertragen. Man legt solche Leitungen am besten entweder frei auf Mauerpfiler oder auf Konsolen oder auf einen Bohlengang, der durch Konsolen u. s. w. getragen wird; oder man hängt sie mittelst Schellen und Hängeisen oder Draht frei an der Decke der betreffenden Räume auf; letztere Ausführungsweise ist die beste. Liegende Bleirohre bedürfen fortlaufender Unterstützung auf einer Brettlage; sie werden auf letzterer am besten mit Messingbändern befestigt. Oft begnügt man sich damit, die Beweglichkeit einer freiliegenden Strecke dadurch zu beschaffen, daß man gekrümmte Stücke in dieselbe einschaltet; die Wirksamkeit dieses Mittels erweist sich leicht als mangelhaft. Die Vorsichtsmaßregeln beim Durchqueren von Gebäuden mit Leitungen sind ganz besonders sorgfältig zu treffen, wenn die Anbringung während der Aufführung des Rohbaues oder unmittelbar nach der Fertigstellung desselben erfolgt, weil alsdann noch Schwindungen oder Setzungen des Mauerwerks bevorstehen.

§ 430. Was von der Anbringung liegender Leitungen in Gebäuden gesagt ist, gilt ähnlich auch von stehenden oder in geneigter Lage angebrachten. Bei diesen tritt aber noch hinzu, daß sie möglichst in ihrer ganzen Erstreckung zugänglich liegen sollen. Die freie Lage derselben vor der Wand, mit einem geringen Abstand von letzterer, ist am zweckmäßigsten, weil sie es erlaubt, die Stoßdichtungen mit Sorgfalt herzustellen, wird aber wegen notwendiger Rücksichtnahme auf die Bestimmung der Räume meist unmöglich sein. Leitungen, die in Ecken liegen, machen eine Ausnahme, da man sie mit einem breiten Brett verdecken kann, ohne daß der Benutzung der Räume geschadet wird. Verdeckt man sie dann noch mit einem den Schall dämpfenden Material und dichtet die Durchgänge durch Decken und Wände sorgfältig ab, so kommen alle Unannehmlichkeiten in Wegfall. Die meist übliche Verlegungsweise der stehenden Leitungen ist die, daß aus den Mauern schmale Nuten, eben breit genug, daß die Rohre darin Platz haben, ausgestemmt werden und danach die Fläche überputzt wird. Dieses Verfahren ist so fehlerhaft, daß es polizeilich als unzulässig gelten müßte. Die ständige Kontrolle über die Dichtheit der Leitungen ist unmöglich, und die Auffindung eingefrorener oder schadhafter Stellen aufs äußerste erschwert. Dazu kommt, daß bei der geringen Zugänglichkeit der Rückseite der Leitungen die Dichtung der Stoße in der Regel mangelhaft ausfällt; an Stelle von Lötungen werden deshalb häufig Dichtungen mit Teerstrick und Mennigekitt ausgeführt. Am bedenklichsten ist die verdeckte Lage bei Druckleitungen aus Blei, da eingeputzte Bleirohre oft von Kalk zerstört werden, sehr sicher jedoch von Cement- oder Wasserkalkmörtel. Alle eingeputzten Bleileitungen sollten daher zur Absonderung von dem Putz mit Papier oder einer Haarlage u. s. w. umhüllt werden. — Die eingeputzten Zuleitungen zu Badewannen, bei welchen wegen der vorkommenden starken Krümmungen eine etwas gewaltsame Behandlung des Materials nicht zu vermeiden ist, werden leicht Ursachen höchst unangenehmer Aufbrüche, oft auch der Entstehung von Hausschwamm in der Umgebung. — Ist die freie Verlegung von Leitungen vor der Wand unthunlich, so sollte man sie in breiten, bequemen Zugang gewährenden Schlitten unterbringen, die mit einem Brett oder mit Blechtafeln, welche in Nuten gehen, zugesetzt werden. Diese Ausführungsweise setzt voraus, daß auch die Anlage der häuslichen Entwässerungs-

leitungen beim Bau des Hauses bereits berücksichtigt wurde, ist daher ein Fall, der leider die Ausnahme bildet.

Zu stehenden Hausleitungen sind Thonrohre wenig gut geeignet, Cementrohre fast gar nicht. Werden zu stehenden Hausleitungen Thonrohre benutzt, so darf nur die beste Dichtungsweise der Stöße angewendet werden. Dichtung mit Cementmörtel wird bei solchen Leitungen leicht rissig. Gußeisenrohre sind wegen der Größe der Muffen mindestens unbequem im Gebrauch, Schmiedeisenrohre für Abflusseitungen in Deutschland wohl noch kaum angewendet, während sie — wie ebenso Rohre aus Stahl — in Amerika in ausgedehnter Anwendung zu stehen scheinen. Bei den im § 238 erwähnten gußeisernen Normalrohren ist der eben hervorgehobene Uebelstand der gußeisernen Rohre möglichst gemildert. — Die Erfahrungen, welche über die Haltbarkeit gußeiserner Rohre in Hausleitungen vorliegen, sind nicht immer günstig, was sich wohl daraus erklärt, daß das Innere dieser Rohre abwechselnd mit Wasser und Luft in Berührung ist, dazu auch Angriffe durch besondere, in den Hauswassern enthaltene Stoffe erleidet. Jedenfalls spielt bei der Dauer solcher Rohre die Güte des sogenannten Asphaltüberzugs eine große Rolle, die daher vor dem Verlegen sorgfältig zu untersuchen ist. — Schmiedeisenrohre — die noch stärker vom Rost leiden als Gußeisenrohre — dürfen bei geringen Weiten nur verzinkt angewendet werden. — Die für Bleirohre notwendigen Gewichte sind für Rohre bis 50 mm Weite im § 239 angegeben. Bei Rohrweiten von 75 mm sollte das Gewicht nicht unter etwa 12 kg und bei solchen von 100 mm Weite nicht unter etwa 18 kg betragen; doch werden mißbräuchlich meist Rohre von nur etwa $\frac{2}{3}$ dieser Gewichte verwendet. —

§ 431. Was für „liegende“ Hausleitungen die Regel bildet: daß dieselben an Stellen, wo eine erhebliche Richtungsänderung stattfindet, zugänglich sein müssen, sollte zuweilen auch für stehende ausgeführt werden. Wenigstens sollten solche Leitungen da, wo sie in ein liegendes übergehen, eine mit Deckel verschlossene Oeffnung haben, um etwaige Abflusshindernisse leicht beseitigen, auch die Leitungen auf Dichtheit prüfen zu können.

Alle Leitungen, und dies gilt namentlich bei Ueberlauf- und Luftleitungen, sind so anzuordnen, daß dadurch nicht übelriechende Luft in andere Räume geführt werden kann. Ebenfalls ist dagegen vorzukehren, daß Luftrohre nicht gelegentlich zu Abflußrohren werden; um das zu verhüten, dürfen insbesondere die Lüftungsrohre von Wasserschlüssen unter Ausgußbecken u. s. w. erst über der höchsten Spiegellage des Wassers im Ausgußbecken u. s. w. abzweigen.

Auf Luftrohre, die flache, zum Betreten eingerichtete Dächer durchbrechen, sollten etwa 2 m über Dachhöhe geführt werden, während bei solchen, die aus nicht betretbaren Dachflächen hervorragen, 0,3—0,6 m genügen. Endigt ein Luftrohr über dem Dach eines niedrigeren Gebäudeteils, neben welchem ein höher geführter Teil steht, der Fenster- oder Thüröffnungen in der betreffenden Wandfläche hat, so muß das Luftrohr frei bis über Dachhöhe des höheren Gebäudeteils geführt werden. Luftrohre erhalten oft nur 4—5 cm Weite. Dieselbe mag genügen, wenn sie mit einer engen Straßenleitung verbunden sind, ist aber unzureichend, wenn die Straßenleitung als Kanal mit größerem Profil hergestellt ist; in solchen Fällen sollte man nicht unter etwa 10 cm hinabgehen und — zur Erleichterung der Vorflut — die Endigung über Dachfläche mit noch etwas größerer Weite ausführen. Die Lüftungsrohre für Wasserschlüsse sollte man nicht unter 5 cm Weite wählen. Erhalten Luftrohre keinen Aufsatz, so ist es zweckmäßig, die Endigung derselben mit einem Drahtkorb zu umgeben, der das Hineinfallen oder mißbräuchliches Einwerfen von Gegenständen verhütet und auch etwas gegen Eindringen von Ruß und Staub leistet.

§ 432. Kein Teil der Hausleitungen sollte verschüttet oder verdeckt werden, bevor derselbe nicht gründlich auf Tadellosigkeit der Herstellung untersucht worden ist. Es sollte auch nicht gestattet sein, bei Rohren, welche nach dem Verlegen einen äußeren Anstrich erhalten, letzteren vor der Untersuchung aufzutragen. In England und Amerika ist die Erfüllung dieser Anforderungen durch Polizeivorschriften gesichert; es darf dort überhaupt keine Anlage in Betrieb genommen werden, bevor sie durch einen Sachverständigen untersucht worden ist. Daß in Deutschland derartige Vorschriften öfter erlassen sind, ist dem Verfasser nicht bekannt geworden. Der Regel nach geschieht weiter nichts, als daß innerhalb einer mehr oder weniger langen Frist nach Fertigstellung und Inbetriebnahme der Anlage ein Beauftragter der Polizei sich durch den Augenschein von der Vollendung überzeugt, und von etwaigen Abweichungen von der polizeilich genehmigten Bauzeichnung Kenntnis nimmt. Eine nähere sachliche Beurteilung und Untersuchung findet nicht statt, so daß es sich um die im technischen Sinne wertlose Erfüllung einer bloßen Form handelt. Dabei giebt es unter den Installateuren in Deutschland heute noch zahlreich genug solche, denen entweder das ausreichende technische Verständnis für Fehler und Mängel des Werks abgeht, oder welche unzuverlässig oder außer Stande sind, für die Güte ihrer Leistungen irgend welche Gewähr zu bieten.

Wenn nach der Art der Leitung angängig, wird man die Untersuchung von Leitungen auf Dichtheit mit Wasserdruck ausführen, wo dies nicht möglich ist, auf andere Weise. Hier bieten sich entweder die Rauchprobe oder die Geruchsprobe. Bei ersterer wird am unteren Ende einer Leitung in derselben Löschpapier entzündet und, um einen Druck herzustellen, ein Handblasebalg zu Hilfe genommen. Besser und rascher ist das Verfahren, aus einem kleinen Dampfentwickler mittelst Schlauch Dampf zu entnehmen, den man durch eine Düse oder einen Injektor in die Leitung spritzt. Nachdem die Leitung mit Rauch erfüllt ist, muß das Rohr am oberen Ende verschlossen werden. — Bei der mit Pfefferminzöl auszuführenden Geruchprobe werden am oberen Ende einer Leitung einige Tropfen jenes Oels eingeschüttet und wird danach mit Wasser nachgespült; jede Undichtigkeit der Leitung macht sich durch den austretenden durchdringenden Geruch bemerkbar. — Während man bei der Rauchprobe etwa vorhandene undichte Stellen durch das Auge in der Regel leicht wahrnimmt, kann es größere Schwierigkeiten haben, bei der Pfefferminzölprobe den Ausgangspunkt der Gerüche sicher zu erkennen.

Die angegebenen Proben eignen sich nicht nur für erstmalige Untersuchungen, sondern auch spätere Wiederholungen, die unter gewissen Umständen anzustellen sich empfiehlt. Hausleitungen sollten von Öffentlichkeit wegen einer öfteren Besichtigung und eventuellen Prüfung unterworfen werden.

XXIX. Abschnitt.

Pumpwerke für Kanalisationszwecke.

§ 433. Ob in einem gegebenen Falle ein Pumpwerk angelegt oder nicht angelegt werden soll, kann Gegenstand vielseitiger Erwägungen und Ermittelungen sein, um die zweckmäßigste unter den möglichen Lösungen herauszufinden.

Denke man sich den Fall, daß es sich um die Fortschaffung der Abwasser nach Rieselfeldern handelt, und daß sich zur Erwerbung solcher Gelegenheit in mehreren Lagen bietet, und zwar ebensowohl solchen, denen das Wasser frei zufließen kann, als anderen, denen es durch Benutzung eines Pumpwerks zugeführt werden muß. Wenn dann der Sammelpunkt der Abwasser (der tiefste Punkt der Entwässerungsanlage) unabänderlich gegeben ist, so handelt es sich darum, die Kosten einer offenen oder auch geschlossenen, aber druckfreien Leitung den Kosten gegenüberzustellen, welche durch die Anlage eines Pumpwerks entstehen. Und zwar sind dabei auf beiden Seiten nicht nur die einmaligen Baukosten, sondern auch die kapitalisierten Unterhaltungs- und Betriebskosten einzustellen. Selbstverständlich sind, wenn Unterschiede in der Güte des zur Auswahl stehenden Riesellandes oder seiner Preise hinzutreten, auch diese zu berücksichtigen.

Der vorausgesetzte Fall liegt ziemlich einfach; er wird verwickelter, sobald man in Bezug auf die Lage der Pumpstation eine gewisse Freiheit hat, da alsdann die Unterschiede, welche bei verschiedenen Lagen an den Kosten der Kanäle und in den Leitungen der Abwasser zu Rieselfeldern entstehen, in die Berechnungen einzubeziehen sind. Es können aber leicht mehrere Lagen der Pumpstation in Frage kommen, wenn das Entwässerungsgebiet bewegte Oberflächengestalt hat, und namentlich wenn dasselbe von mehreren Thaleinschnitten oder von Wasserläufen durchzogen ist, da die Thalrinnen, bezw. die Ufer offener Gewässer die „geborenen“ Stellen für Anlage von Pumpwerken sind.

Noch mehr verwickelt sich die Aufgabe, wenn als Faktor eine gewisse Freiheit in Bezug auf die Bestimmung der Hubhöhe der Abwasser hinzukommt, welche z. B. die Wahl zwischen einer einfachen Hebepumpe und einer Druckpumpe frei läßt, da man es bei Anwendung einer Hebepumpe mit einer druckfreien Ableitung, bei letzterer mit einer Druckleitung zu thun hat. Dabei kann es stark ins Gewicht fallen, daß die druckfreie Leitung einen größeren Querschnitt bedarf, als die Druckleitung, durch welche man die Wasser mit viel größerer Geschwindigkeit hindurchtreiben kann als es die druckfreie Leitung durchfliest, und zwar ohne daß die Betriebskosten im einfachen Verhältnis vergrößert werden. Größere Geschwindigkeit ist für Druckleitungen sogar notwendig für den Zweck

der Verhütung von Ablagerungen. Und es ist endlich zu beachten, daß die Druckleitung sich allen Wechseln der Geländeform zwanglos anschließt, während die druckfreie Leitung vielleicht tiefe Einschnitte oder Aufhöhungen u. s. w. oder entsprechend lange Umwege erfordert.

Sind die Abwasser zu nicht zu weitab liegenden Rieselfeldern zu schaffen, sondern zu einer in der Nähe anzulegenden Klärstation, und ist deren Höhenlage eine solche, daß sie zwar mit freiem Abfluß erreicht werden kann, doch die unteren Enden der Kanäle dazu tiefer eintauchen müssen als es der Entwässerungszweck erfordert, und vielleicht auch Teile der Kläranlage eine unerwünschte — mögliche, aber wegen besonderer Beschaffenheit des Baugrundes kostspielige — Tiefenlage erhalten, so können ebenfalls erst umfassende Berechnungen ein klares Bild darüber liefern, ob das Werk besser mit als ohne Pumpenanlage ausgeführt wird.

Im vorstehenden ist stillschweigend vorausgesetzt, daß die Erzeugung der Kraft für den Pumpenbetrieb (Dampf) am Aufstellungsort der Pumpe erfolgt. Nachdem in neuerer Zeit die Verwendung elektrischer Kraft, wie auch von Kraftgas, Leuchtgas und Druckluft, eine größere Entwicklung genommen hat, tritt der Frage: ob ein Werk ohne oder mit Pumpenanlage zu schaffen? die andere hinzu: ob dasselbe mit eigener Kraftquelle oder für Antrieb von fernher auszurüsten sei? Zu diesem Punkte sind bereits im § 330 einige Angaben gemacht worden, auf welche hier verwiesen werden kann. Außer den Vorzügen des Antriebes von fernher sind aber noch folgende weitere hervorzuheben: Wegfall der Belästigungen der Umgebung einer mit eigener Kraftquelle ausgerüsteten Pumpstation durch Rauch, Ruf, Kohlenstaub, Verminderung des störenden Geräusches, geringere Belastung des Straßenverkehrs an dieser Stelle, erheblich verringerte Kosten der Bedienung des Werks, bedeutend geringerer Raumbedarf für dasselbe. Riedler bewies in seinem Werke: „Schnellbetrieb“ (Berlin 1899) an einigen Beispielen, daß durch Einrichtung elektrischen Fernantriebes der Raumbedarf sich auf etwa die Hälfte und selbst nur $\frac{4}{10}$ desjenigen ermäßigen läßt, der bei Pumpenanlagen mit Dampfbetrieb erforderlich ist. Diese Ersparnis allein kann in Oertlichkeiten mit hohen Grundstückspreisen ausschlaggebend sein. Vielleicht weniger groß, aber immer noch erheblich, ist die Raumersparnis bei Benutzung von mit Gaskraft betriebenen Pumpwerken, die zum Teil aus diesem Grunde neuerdings zahlreich ausgeführt werden, und zwar sowohl mit gewöhnlichem Leuchtgas als mit Kraftgas. Es lassen sich aber auch zweckmäßige Kombinationen von Dampfbetrieb mit elektrischem oder Gaskraftbetrieb denken.

Die Einrichtung von Pumpenbetrieb bei städtischen Entwässerungswerken ist aber nicht auf die vorher unterstellten beiden Fälle: Fortschaffung der gesammelten Abwasser zu Rieselfeldern oder Klärstationen, beschränkt; sie kann auch für den Zweck erfolgen: die Abwasser aus tiefliegenden oder durch Dazwischenreten von offenen Gewässern abgetrennt liegenden Teilen des städtischen Geländes in höher liegende Kanäle hinüber zu schaffen, oder für den anderen: tief oder abgetrennt liegende Gesamtgebiete überhaupt entwässerungsfähig zu machen; im letzteren Falle können aber Pumpenanlagen durch Heberleitungen ersetzt werden.

Die erste bekannt gewordene Ausbildungsform einer Pumpenanlage zur Entwässerung von Baugelände, das auf sonstige Weise nicht entwässert werden konnte, ist der Ejektor des Shone-Systems, der eine Pumpe mit Fernantrieb darstellt. Aber kein Zweifel, daß durch die Notwendigkeit der Erzeugung von großen Preßluftmengen und Leitung derselben zu den Ejektoren diese Art des Pumpenbetriebs im Nachteil ist gegen elektrisch betriebene Einzelpumpstationen mit Fernantrieb, die sich auf sehr engen Raum anordnen lassen und eventuell zur

selbstthätigen In- und Außergangsetzung eingerichtet werden können. Neuerdings hat Brix derartige Pumpen für die Entwässerung des Berliner Vororts Niederschöneweide projektiert; das Allgemeine über diese Anlage wird an späterer Stelle zur Mitteilung gebracht werden.

Nach dem Vorangeschickten ist klar, daß in einem gegebenen Falle die Beantwortung der Frage: ob Einrichtung von Pumpenbetrieb notwendig, zweckmäßig oder entbehrlich ist? sich nicht von selbst ergibt, und daß die Beantwortung das gesamte Entwässerungsprojekt vielleicht in weitgehendstem Umfange beeinflußt. Indem dabei auch vieles von der speziellen maschinentechnischen Seite der Sache abhängt, wird es sich empfehlen, schon in den Anfängen der Bearbeitung eines Projekts, bei welchen diese Frage auftritt, den Beirat eines Maschinentechnikers heranzuziehen, nicht aber, wie es vielfach geschieht, damit bis zu einem Zeitpunkte zu warten, zu welchem das Projekt bereits in seinen wesentlichen Zügen festgelegt ist, und nur noch Entscheidungen über Einzelheiten der Maschinenanlage ausstehen. Denn bei solcher Art und Weise hat der maschinentechnische Mitarbeiter mit gebundenen Händen zu arbeiten, wobei die Zweckmäßigkeit des ganzen Werks leicht zu Gunsten der Notwendigkeit Schaden nimmt.

§ 434. Pumpen für städtische Entwässerungszwecke weisen im Vergleich zu Pumpen für andere Zwecke Besonderheiten auf. Sie haben Wasser, das im chemischen und mechanischen Sinne verunreinigt ist, zu fördern, und die Förderung unterliegt starken Schwankungen; letztere treten oft auch ganz unvermittelt auf. Den Schwankungen im Zufluß gegenüber sind Schwankungen, die im Verunreinigungszustande stattfinden, für das Pumpwerk fast ohne Bedeutung. Durch die Verhältniszahl $\frac{\text{Regenwassermenge}}{\text{Brauchwassermenge}}$, wofür im § 140 einige Zahlenangaben gemacht sind, wird der Verdünnungszustand des zu fördernden Wassers nur sehr unbestimmt ausgedrückt, wie dies im § 328 eingehender dargelegt ist, und wie es auch daraus folgt, daß die Verunreinigung der Abwasser in verschiedenen Städten stark wechselt (vergl. die tabellarische Zusammenstellung auf S. 165). Von diesen Wechseln abgesehen, verbleiben noch die durch die Schwankungen im Trockenabfluß nach den verschiedenen Tagesstunden bedingten Wechsel im Verunreinigungszustande (vergl. in § 128), die, soweit sie nicht schon durch die Kanallänge ausgeglichen werden, dadurch eine Eingrenzung erfahren, daß am unteren Ende der Kanäle ein Sammelbassin, oder ein Brunnen, oder ein sogenannter Sandfang angelegt wird, in welchem neben der Durchmischung Zurückhaltung sperriger Stoffe und Abscheidung des Gehalts an spezifisch schweren Sinkstoffen stattfindet.

Die Sammelbassins dienen gleichzeitig dem Zwecke, die Unterschiede im Zufluß, soweit dieselben von dem Wechsel im Trockenabfluß herrühren, für die Pumpenförderung auszugleichen, bzw. die Einstellung des Pumpenbetriebes während einer gewissen Stundenzahl, die aber wegen des Fortganges der Fäulnis während der Ruhepause an sich ungünstig ist (vergl. die Zahlen zu Nr. 13 der Tabelle S. 165), jedoch in besonderen Fällen aus wirtschaftlichen Rücksichten unvermeidbar sein kann, zuzulassen. Die Bassins reichen aber für den Ausgleich nicht aus, wenn den Brauchwassern sich Regenwasser in größeren Mengen hinzugesellt. Es muß daher für diesen Fall entweder die Leistung der Pumpstation entsprechend gesteigert, oder es muß ein gewisses Plus an Wasserzufluß auf sonstige Weise entfernt werden können, oder es sind beide genannten Mittel zur Anwendung zu bringen; letzterer Ausweg ist der am meisten übliche.

Wenn es sich um Pumpwerke für Entwässerungsanlagen handelt, welche neben Büsing, Städtereinigung. 2.

den Brauchwassern die Regenwasser aufnehmen, ist es bei den allzuweit auseinander liegenden Grenzen des Zuflusses — vielleicht 1 und 100, und der Größe der Wassermengen, die bei größtem Zufluss fortzuschaffen sind, 50—100 l sekundlich von 1 ha Abflüssegebiet — mit wirtschaftlichen Rücksichten nicht verträglich, die Pumpen für die Maximalleistung ausreichend zu machen. Wohl aber ist es, ohne übermäßige Anspannung der wirtschaftlichen Leistungsfähigkeit der Stadt, in manchen Fällen thunlich, den Pumpen eine größere Leistungsfähigkeit zu geben, als sie bisher zu erhalten pflegen, wo sie bei äußerster Anspannung nur stark genug sind, von den Regenwassern einige wenige Prozente fortzuschaffen, und wo man sich der übrigen Menge durch einen vom Sammelbassin (Sandfang) abzweigenden Notauslaß auf billige Weise entledigt. Zwar sind die aus den am unteren Ende eines Kanalnetzes liegenden Notauslässen der Sandfänge abfließenden Kanalwasser bei gewissenhafter Handhabung der Absperrvorrichtungen — wie im § 141 dargelegt ist — weniger stark verunreinigt als die Wasser, welche von den weiter aufwärts im Kanalnetz liegenden Regenüberfällen an offene Gewässer abgegeben werden; immerhin sind sie nicht rein, und es ist deshalb ein erstrebenswertes Ziel, die Menge auch der durch den Notauslaß am Sandfang ausgelassenen Wasser, so weit als es mit wirtschaftlichen Rücksichten irgend verträglich ist, zu beschränken.

Dazu bieten sich zwei Mittel: es sind entweder Maschinen anzuwenden, deren normale Leistungsfähigkeit über diejenige, welche bisher meist eingehalten wurde, entsprechend weit hinausgeht, oder es sind Maschinenkonstruktionen zu wählen, bei welchen die Spannung zwischen der normalen und der in Notfällen erforderlichen Leistung größer ist, als bei den bisher in der Regel angewendeten Maschinentypen. Nach Riedlers oben angezogenem Werk ist die heutige Maschinentechnik im stande, Pumpmaschinen zu bauen, deren Leistung in Notfällen ohne Gefahr auf das Doppelte der normalen, und darüber hinaus gesteigert werden kann. Indem Verfasser wegen der Begründung hierzu auf die genannte Quelle verweist, beschränkt er sich auf die Andeutung, daß bei dieser Steigerung sowohl die Kessel (wenn es sich um Dampfbetrieb handelt) als die Maschineneinrichtung, als die Pumpenkonstruktion in Betracht kommen. Für letztere sind bei rationeller Bauart erheblich größere Geschwindigkeiten des Ganges zulässig als man bisher einzuhalten pflegte. Die Vermehrung der Ganggeschwindigkeit bringt aber erhebliche Ersparnisse an Anlage- und Betriebskosten mit sich.

Kann der Antrieb von einer elektrischen Kraftzentrale erfolgen, so mag die genannte Steigerungsfähigkeit sich leichter verwirklichen lassen, als bei eigenem Antrieb der Maschinen. Daß aber bisher schon Pumpwerke für Entwässerungswerke mit elektrischem Antrieb angelegt wurden, ist nicht bekannt; dagegen sind neuerdings mehrfach Pumpwerke mit Gaskraftmaschinenantrieb entstanden. Ueber die Vorteile, welche der elektrische und der Gaskraftbetrieb im Vergleich zu Dampfbetrieb besitzen, ist das Wesentlichste bereits im § 330 angeführt.

§ 435. Um sowohl für die kleinsten als die größten Leistungen eingerichtet zu sein, bedarf die Pumpenanlage eine entsprechende weitgehende Zerlegung in Teile. Die unreine Beschaffenheit der Abwasser bedingen für die Pumpen gewisse Besonderheiten der Konstruktion, namentlich in Bezug auf die Form und die Lage der Ventile. Der Weg, den das Wasser durch die Pumpe zu machen hat, muß möglichst gerade und frei von Hindernissen sein; es dürfen keine Stellen in derselben vorkommen, an welchen sich Schmutzanhäufungen bilden, oder Luft festgehalten werden kann; dazu müssen die Ventile weite Öffnungen freigeben, damit selbst gröbere und sperrige Stoffe hindurchgehen. Am geeignetsten

sind Klappenventile, die aber — nach Riedler — wegen des notwendigen großen Hubes mit Zwangsschluß — durch Federn — ausgestattet werden müssen. Erzwingung des Schlusses durch Belastungsgewichte ist nicht zu empfehlen, weil die Belastung infolge ihrer Wirkung an einem nur kurzen Hebelarm sehr schwer ausfällt, und dadurch zu einem Bewegungshindernis beim Oeffnen der Klappe wird, auch die sonst erreichbare Saughöhe der Pumpe verkleinert. Letzteres ist möglichst zu vermeiden, weil sie zu einer entsprechenden Tieferlegung der Pumpen zwingt, wodurch die Fundierungskosten erhöht werden. Die Ventile sollen — nicht nach Art eines stehenden Rostes — übereinander angeordnet werden, sondern nebeneinander, weil bei der Lage übereinander Rippen vor den Klappen anzubringen sind, die — nebst anderen unvermeidlichen Konstruktionsteilen — zum Hängenbleiben und Ablagern von Schmutzstoffen Veranlassung geben und auch sonstwie Bewegungshindernisse werden.

Da Ventile, wie immer sie auch eingerichtet und angebracht sein mögen, Bewegungshindernisse bilden, sind für Kanalisationszwecke vielfach die ventillosen Schleuder- (Kreisel- oder Zentrifugal-) Pumpen ausgeführt worden; zuweilen mit geringem, doch auch mit günstigem Erfolg. Bekannte Mängel der Schleuderpumpen sind, daß sie nur geringe Saughöhe zulassen, daher tief eingebaut werden müssen, daß sie für Erzielung guter Leistungen keine großen Wechsel der Geschwindigkeit vertragen, und immer mit hohen Umdrehungszahlen arbeiten müssen; hierzu steht aber der bei Kanalisationszwecken stattfindende Wechsel im Zufluß — d. h. der Saughöhe, wenn nicht größere Ausgleichsanlagen geschaffen werden — in geradem Gegensatz. Auch werden durch die Schmutzteile des Wassers die Schaufeln des Kreiselrades stark abgenutzt, desgleichen durch die hohe Umlaufzahl starke Erschütterungen verursacht, Umstände, welche zu Belästigungen durch Geräusch und zu häufigen Reparaturen Veranlassung geben. Endlich ist der Wirkungsgrad (Nutzeffekt) der Schleuderpumpen oft unbefriedigend. Wenn aber Riedler a. a. O. die Verwendung von Schleuderpumpen zu Kanalisationszwecken so zu sagen als „überwundenen Standpunkt“ hinstellt, so steht dem doch die Thatsache entgegen, daß sie unter sonst passenden Umständen bewährt befunden sind, auch einen befriedigenden Wirkungsgrad gezeigt haben, daß sie in der ersten Anlage bedeutend billiger als Kolbenpumpen, und auch viel raumersparender als diese sind. Es werden als Belege hierzu weiterhin Beispiele mehrerer Schleuderpumpenanlagen mitgeteilt.

Vereinzelt sind in Amerika auch sogenannte Schneckenpumpen für geringe Hebungen von Abwassern verwendet worden, beispielsweise in Chicago.

§ 436. Ein noch weiteres Eingehen auf maschinentechnische Details der Pumpwerke ist hier ausgeschlossen; es muß in dieser Beziehung der Hinweis, insbesondere auf das mehrangezogene Riedlersche Werk, das den Gegenstand zwar nur allgemein, aber unter Mitteilung zahlreicher Beispiele behandelt, genügen. Nur ein paar andere Punkte bleiben noch hervorzukehren.

Der Berechnung des normalen Kraftbedarfs des Pumpwerkes ist der Wasserbedarf am Tage des größten Verbrauchs im Jahr zu Grunde zu legen. Dieser Verbrauch steht nach § 100 zum Durchschnittsverbrauch eines Tages: $\frac{M}{365}$, in dem Verhältnis von 1,2—1,6 zu 1. Zwar verteilt sich der Tagesverbrauch auf die einzelnen Tagesstunden sehr ungleich und ist in der Stunde des höchsten Verbrauchs (oder auch während mehrerer Stunden) bis etwa doppelt so hoch als der durchschnittliche Stundenverbrauch: $\frac{1}{10}—\frac{1}{12}$ gegen $\frac{1}{24}$. Es ist jedoch unnötig, den Kraftbedarf nach dem höchsten Stundenverbrauch zu berechnen, wenn die Voraussetzung erfüllt ist, daß bei dem Pumpwerk ein Ausgleichbassin (Sand-

fang) von ausreichendem Fassungsraum angelegt ist; vielmehr genügt es, bei ununterbrochenem Betriebe der Pumpe, der Rechnung den durchschnittlichen Stundenverbrauch am Tage des höchsten Verbrauchs zu Grunde zu legen; eine größere Leistungsfähigkeit ist jedoch immer vorteilhaft. Zu welchen Höchstleistungen das Pumpwerk befähigt sein soll, d. h. welche größten Mengen von Regenwasser gelegentlich mit gefördert werden müssen, ist nur im einzelnen Falle nach den oben und im § 135 aufgestellten Gesichtspunkten festzusetzen. Wie sich bei nicht beständigem Betrieb des Pumpwerks die Berechnung gestaltet, ist durchaus Sache des einzelnen Falles, welche normale und welche größte Hubhöhe des Wassers anzunehmen ist, und wie diese Höhen zweckmäßig auf Saughöhe und Druckhöhe zu verteilen sind, desgleichen; man wird aber im Interesse des erleichterten Einbaues der Pumpen, namentlich zur Verringerung der Fundierungskosten, dahin streben, die Saughöhe so groß als möglich zu machen. Dies, wie ebenso die Gliederung der Maschinenanlage, damit dieselbe sich der kleinsten normalen, wie der größten verlangten Leistung gut anpasst, gehört in das Spezialgebiet des Maschinentechnikers. Der Fall, daß der Pumpenbetrieb nicht dauernd stattfindet, sondern während etwa ganzer Tage ruht, bedarf besonderer Behandlung nicht.

§ 437. Handelt es sich um die Anlage von im Leitungsnetze selbst angeordneten Pumpen (Ejektoren, oder elektrisch von fernher betriebenen), und liegen diese auch noch unterirdisch, so ist möglichste Befreiung von Unregelmäßigkeiten in der Pumpenleistung von der allergrößten Bedeutung. Solche Werke auch für gelegentliche Aufnahme von Regenwasser in einiger Menge brauchbar zu machen, ist zwar nicht unmöglich, wird aber wirtschaftlich in der Regel ausgeschlossen sein, es sei denn, daß günstige Gelegenheit zur Ausführung von Notauslässen gegeben ist; solche Pumpen eignen sich deshalb nur für Verwendung im Trennsystem.

§ 438. Was die bauliche Einrichtung der Ausgleichsbassins bei den Pumpwerken anbetrifft, so muß zunächst zum Schutz der Pumpen das Mögliche zur Zurückhaltung grober Verunreinigungen und gegen Ueberschreitung eines gewissen Wasserstandes im Bassin gethan werden. Es ist ferner notwendig, Geruchbelästigungen durch das gerade an dieser Stelle zur Aussendung übler Gerüche besonders geeignete Wasser zu vermeiden, und es ist endlich, wenn das Bassin dicht abgedeckt ist, notwendig, den Wasserstand in demselben für den Maschinewärter in der Nähe von dessen regelmäßigen Aufenthaltsort erkennbar zu machen. Für ersten Zweck wird entweder das Bassin durch ein bewegliches Gitter in zwei oder mehr Teile zerlegt, in deren eines der Wassereintritt stattfindet, während aus dem anderen der Abfluß erfolgt. Man kann durch Aufstellung von zwei Gittern auch einen Sektor bilden, in welchen der Eintritt geschieht, und im Mittelpunkt des Bassins einen Schacht aufbauen, in welchen die Saugerohre der Pumpen hinabreichen. Die Schachtwand ist in ihrem unteren Teile dann ebenfalls mit Gittern versehen; letztere Ausführung dürfte bei stärker verunreinigtem Wasser den Vorzug verdienen. — Der Sandfang muß groß genug sein, um die Geschwindigkeit des Wassers so weit zu verlangsamen, daß die schwereren Sinkstoffe ausfallen. Erreicht derselbe eine besondere Größe, so ist es zur Erleichterung der Entfernung von größeren Schwimmstoffen, die von den Gittern angehalten werden, zweckmäßig, denselben durch Steigeisen oder eine Treppe zugänglich zu machen, und auf dem Wasser ständig ein kleines Boot liegen zu haben, mit welchem eventuell — durch den Notauslaß — und ein offenes Gewässer der Abtransport der Sperrstoffe bewirkt

werden kann. Um den Austritt von Gerüchen abzuhalten, wird das Bassin dicht abgedeckt und der Raum unter demselben durch ein Rohr, das in eine Esse oder einen Schlot mündet, entlüftet. Zur Kenntlichmachung des Wasserstandes im Maschinenhaus kann man einen Schwimmer benutzen, doch auch (wie z. B. in Zoppot) eine Glocke auf dem Boden des Bassins aufstellen, die sich zum Maschinenhause in einem Luftrohre fortsetzt. Die vom Wasserstande im Bassin abhängige Pressung der Luft unter Glocke und Rohr wird auf eine Quecksilbersäule übertragen und durch letztere bei Erreichung des höchsten zulässigen Wasserstandes im Bassin ein Läutewerk elektrisch in Thätigkeit gesetzt.

Schließlich: Es ist zur Förderung einer sorgfältigen Betriebsführung, zur Schonung der Maschinen, und aus gesundheitlichen Rücksichten geboten, das Äußere und Innere einer Pumpstation zwar einfach, aber so solide und ansprechend als nur möglich zu gestalten, und auf peinlichste Ordnung und Sauberkeit in allem, sowie auf steten guten baulichen Zustand des Werkes zu halten. Ein Teil der hier skizzierten Aufgabe fällt in das Schaffensgebiet des Maschinentechnikers, ein anderer Teil in dasjenige des Bauingenieurs oder Architekten; sie alle müssen zusammen arbeiten, um das Vollkommenste zu erreichen. Für den Gesundheitsschutz der Arbeiter durch Erhaltung guter Luft in dem Maschinenhause und in dessen Umgebung kann man bei Dampfbetrieb dadurch sorgen, daß man den Dampfschornstein als Absaugeschlot benutzt, mittelst dessen man die übelriechenden Gase immerwährend entfernt.

§ 439. Nachstehend werden einige Beispiele zu ausgeführten Pumpenanlagen mitgeteilt.

Fig. 478 zeigt die allgemeine Anordnung der Pumpstationen der Kanalisation von Berlin, welche im ganzen wenig Unterschiede aufweist, außer daß die Form des Bauplatzes die gegenseitige Stellung der Gebäude beeinflußt hat. Die Fig. 479--481 sind generelle Darstellungen der auf 10 von den 11 Pumpstationen aufgestellten Dampfmaschinen und Pumpen. Unter den 11 bisher bestehenden Pumpstationen haben mehr als die Hälfte je 2 Verbundmaschinen (Woolfsche Maschinen) und 2 einfache Maschinen mit veränderlicher Expansion; durch erstere wird der normale Kraftbedarf gedeckt; letztere dienen als Hilfskräfte. Diese Einrichtung besteht bei den älteren Anlagen, während 8 später angelegte Werke insofern Abweichungen zeigen, als keine Reservemaschinen vorhanden sind, der Wechsel in der Leistung vielmehr, je nachdem, durch Aus- oder Einschaltung des zweiten Cylinders, bzw. der zugehörenden Pumpe hergestellt wird. Die Maschinen arbeiten mit Eintrittsdampf von 6 bzw. 6,5 Atmosphärenüberdruck. Zu jeder Verbundmaschine gehören zwei direkt angestrebene Pumpen, die Einzelmaschinen betreiben nur je eine Pumpe. Die Maschinengröße auf den einzelnen Stationen wechselt zwischen etwa 200 und 700 Pferdekräften insgesamt, die im normalen Betriebe erforderliche Maschinengröße bei denjenigen Stationen, welche besondere Reservemaschinen haben, etwa zwischen 230 und 350 Pferdekräften. Das Nähere hierzu, wie ebenso über Anzahl und Leistungen der Pumpen enthält die folgende tabellarische Zusammenstellung. Das in Fig. 448 angegebene Notdruckrohr, welches bei allen Pumpstationen wieder-

Fig. 478

kehrt, und aushilfweise bei Reparaturen am Druckrohr in Benutzung genommen werden soll, geht in die Spree.

Zu dem Lageplan Fig. 478 ist hinzuzufügen, daß das Wohngebäude die Wohnung des Betriebsinspektors — neben einem Dienstraum —, des Maschinenmeisters, des Oberheizers und

Fig. 479

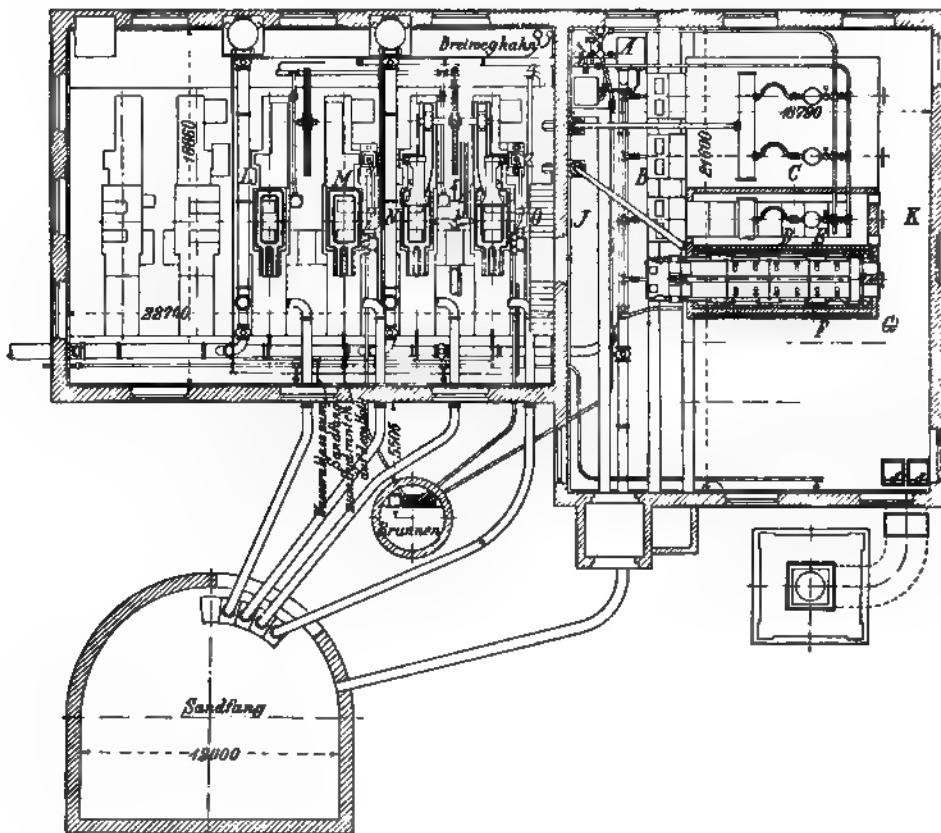


Fig. 480.

eines Maschinisten enthält, und daß sich in dem Schuppen eine Stube für die Aufseher der Kanalisationssysteme, eine desgleichen für die denselben unterstellten Arbeiter, ein Trockenraum für Kleider, Stiefel, Schläuche, Täue u. s. w., die im Kanalisationsbetriebe benutzt werden, ein Baderaum und ein Raum für Geräte, Gerätewagen u. s. w. sich befinden.

Tabelle über die Hauptzahlen u. s. w. der Pumpstationen der Berliner Kanalisation.

Radial-systeme		Es sind Maschinen vorhanden		Minutliche Umdrehungszahlen		Leistung bei der höchsten Umdrehungszahl Pfdkr.	Pumpen		Bemerkungen
Nr.	Größe ha	eine cylindrische	Verbund-maschinen	normale	höchste		Zahl	Jede Pumpe fördert bei der normalen höchsten Umdrehungszahl Sekundenliter	
I.	273	2 à 56 Pfdkr.	2 à 112 Pfdkr.	20	■■	■■■	■	67	88
II.	349	2 à 80	2 à 160	18	20	660	6	100	125
III.	390	2 à 80	2 à 120	20	25	450	6	75	94
IV.	862	2 à 88	3 à 176	16	20	880	8	100	125
V.	797	2 à 75	8 à 150	18	20	750	■	100	125
VI.	369	1 à 80	2 à 160	16	20	500	5	100	125
VII.	329	1 à 60	2 à 120	20	25	375	5	75	94
VIII.	679	—	3 à 228	18	22	350	6	100	140
IX.	526	—	2 à 175	—*)	50	350	4	—*)	75
X.	456	1 à 66	1 à 182	20	25	247	3	75	93
XI.	423	—	2 à 211	18	22	422	■	103	122

*) Die für normale Betrieb geltende Umdrehungszahl ist wegen der Unreifezeit des Radialsystems IX noch nicht festgelegt

Fig. 481

Die Förderhöhe der Pumpen beträgt bei den meisten mehr als 20 m und die Reibungshöhe zuweilen etwa ebenso viel; die tatsächliche Förderhöhe erreicht dann über 40 m.

Abgesehen von den Maschinen des Radialsystems IX zeigen alle große Uebereinstimmung in Bezug auf die Ganggeschwindigkeit bzw. die Langsamkeit des Ganges; nur die genannte Maschine hat mit 50 minutlichen Umdrehungen das Doppelte der Ganggeschwindigkeit der übrigen; diese Maschine ist jünger als die der Radialsysteme I—VII, unter welchen diejenige des Systems III die Älteste ist.

Wenn man die in den einzelnen Radialsystemen auf 1 ha Ausdehnung entfallende Maschinenstärke berechnet, so ergibt sich folgendes Zahlenbild:

Auf 1 ha Ausdehnung entfällt Pfdkr.

Radial-systeme	Normale Stärke	Größte Stärke	Daher als Reserve vorhanden
I.	0,82	1,23	0,41
II.	0,92	1,38	0,46
III.	0,62	0,92	0,31
IV.	0,41	0,61	0,20
V.	0,37	0,56	0,19
VI.	0,43	0,65	0,22
VII.	0,36	0,55	0,19
VIII.	—	1,01	—
IX.	—	0,67	—
X.	0,29	0,43	0,15
XI.	—	0,52	—
Mittel für die Radial-systeme I—VII . . .	0,51	0,76	0,25
Grenzen	0,29 u. 0,92	0,52 u. 1,38	0,15 u. 0,46

Danach besitzen die Maschinen eine Steigerungsfähigkeit ihrer Leistungen von i. M. 50 %. Da die von den Kanälen aufzunehmenden Wassermengen 1,545 Sekl. Brauchwasser und 21,18 l Regenwasser betragen*), mithin jene nur 7 % und diese etwa 93 % des Abflusses ausmachen, so ergeben die vorstehenden Zahlen, daß in Bezug auf die Fortschaffung von Regenwasser die Leistungsfähigkeit der Pumpen minimal ist, daß daher nur die bei sehr geringen Regenfällen zufließenden Regenwassermengen durch die Pumpen zu bewältigen sind. Rechnungsmäßig können bei größter Leistung die Pumpen nur $\frac{1}{2} \cdot 1,545 = 0,773$ Sekl. Regenwasser, die einer minutlichen Abflußhöhe von 0,00464 mm entsprechen, fortschaffen, während die Kanäle zur Aufnahme des 27,4fachen = 0,127 mm Abflußhöhe ausreichen. Jene schaffen daher noch nicht volle 4 % der bei den größten Regenfällen den Kanälen rechnungsmäßig zufallenden Regenwassermengen fort und überlassen mehr als 96 % den Regenkanälen und Notauslässen zur Fortschaffung**).

Von Besonderheiten der Ausführung der älteren 10 Pumpstationen wird hier nur noch erwähnt, daß die Pumpenkolben als sogenannte Scheibenkolben mit Ledermanschetten hergestellt, die Pumpencylinder (von 480 mm Durchmesser) zum Schutz gegen den Angriff des Schmutzwassers mit einem Bronzerohr ausgefüllt, die Kolbenstangen zu demselben Zweck eine 5 mm starke Umhüllung mit Messingrohr haben. Die Ventile der — doppelt wirkenden — Pumpen liegen seitlich der Pumpencylinder, und sind rostartig übereinander angeordnet; jeder Satz Ventile enthält 6 Klappen von je 175,5 qcm freier Durchgangsöffnung, welche selbstthätigen Schluß vermöge ihres Eigengewichts haben. Die Größe des Sandfangs (Fig. 464) bestimmte man aus der Bedingung, daß die Gesamtgröße der Oeffnungen zwischen den Stäben des Gitters, das den Sandfang in zwei Hälften teilt, mindestens der Querschnittsgröße des anschließenden Hauptsammlers gleichkomme; ungefähre Uebereinstimmung der Größe der Oeffnungen mit dem Wasserquerschnitt im Sammler muß für jeden Füllungszustand, zwischen Null und ganzer Füllung, der in letzterem stattfindet, bestehen. Das Gitter ist aus einzelnen Tafeln von je 1,2—1,3 m Breite mit übereck gestellten quadratischen Eisenstäben hergestellt; dasselbe ruht auf einer Granitschwelle. Im Zentrum des Sandfangs hat man zur Ablagerung des Sandes bei den ersten Ausführungen einen Brunnen mit Oeffnungen in der Wand und tief liegender Sohle hergestellt; später, nachdem sich die Sandablagerung im Brunnen als gering ergeben hatte, ist der Brunnen fortgelassen und als Ersatz desselben für den Zweck der Unterstützung der Bohlenabdeckung des Sandfangs und des Anschlags für das Gitter ein Mauer-

*) In den schwächer bebauten Gebietsteilen nur 10,59 Sekl.

**) Dies Verhältnis mag sich in der Wirklichkeit etwas anders gestalten. Es wird dazu auf die Darlegungen S. 147 ff. in Hobrecht, Die Kanalisation von Berlin, verwiesen, wo das gemittelte Verhältnis der Leistungsfähigkeit der Pumpen zu derjenigen der Regenüberfälle und Notauslässe zu 1 : 12,32 oder 8,1 bzw. 91,9 % angegeben ist.

pfeiler im Zentrum des Sandfangs aufgeführt worden, zu welchem hin vom Zulaufkanal ein geringes Sohlengefälle besteht.

Die Fig. 482—484 geben die Anordnung der Pumpen bei der später ausgeführten Pumpstation des Radialsystems IX. Hier sind die nach § 435 von Riedler bezüglich der Ventilkonstruktion und Lage der Ventile erhobenen Forderungen, wie die 3 Figuren erkennen lassen, erfüllt. Der Weg des Wassers ist gerade gestreckt; die 4 Klappen, welche je einen Ventilsatz

Fig. 482—484

bilden, liegen neben-, nicht übereinander, und sind nicht zum selbstthätigen Schluß eingerichtet, sondern es wird der Schluß durch einen besonderen Steuerungsmechanismus bewirkt*).

*) Zeichnung und Beschreibung der Maschinen des Radialsystems IX der Berliner Kanalisation sind mitgeteilt in Zeitschr. d. Vereins deutsh. Ingen. 1896, S. 896 ff. Ueber die Anlage der Pumpstationen und das Allgemeine über die Maschinen der übrigen 10 Radialsysteme vergl.: Hobrecht, Die Kanalisation von Berlin, wie auch Berlin und seine Bauten, 1. Bd.

Die oben beschriebene Form und Größe des Sandfanges genügt nur in dem Falle, daß bereits der größere Teil der Schwebef- und Sinkstoffe des Wassers abgeschieden ist, bevor der Sandfang erreicht wird. Dies findet statt, wenn für ein Leitungsnetz entweder besondere Einrichtungen, etwa wie in Köln (worüber im § 413 zu vergleichen ist), getroffen, oder die Einsteigeschächte mit Schlammssäcken ausgestattet sind, auch die Sinkkästen Schlammssäcke haben, und die Schlammssäcke der Schächte und Sinkkästen regelmäßig gereinigt werden. Unter anderen Umständen müssen die Sandfänge mehr wirksame Einrichtungen erhalten, entweder größere Tiefe, um das eingetretene Wasser in eine gewisse Ruhe zu versetzen, oder eine größere Längenerstreckung, um den leichteren Schwebestoffen Zeit zu gewähren, zu Boden zu sinken.

Ein Beispiel letzterer Art bietet ein Sandfang größten Maßstabes für die Entwässerung von Boston. Die Wasser passieren zunächst ein Gitter, und gelangen darauf, befreit nur von den Sperrstoffen, zum Pumpwerk, das sie in eine um 10,7 m höher liegende Galerie hebt, die aus zwei je 2,45 m breiten, 4,90 m hohen und 400 m langen Kanälen besteht, die an beiden Enden abgedämmt sind; am unteren Ende bildet die Abdämmung einen Ueberfall mit etwa 3 m Wassertiefe davor. Das Wasser passiert die Galerie mit 0,13—0,16 m Geschwindigkeit und läßt in denselben seine Sinkstoffe anscheinend vollständig zurück. — In ähnlicher Weise würde man die untersten Stücke der Leitungen zu Sandfängen einrichten können. Wo eine ausreichende Länge dafür nicht vorhanden ist, kann man sich eventuell mit der Anlage von Wiederkkehren. —

Als zweites Beispiel wird in den Fig. 485—487 ein im Jahre 1880 von der Firma „Eisenwerk, vorm. Nagel & Kaemp“ in Hamburg erbautes, mit zwei Schleuderpumpen ausgestattetes Dampfpumpwerk der Hamburger Entwässerung mitgeteilt, das in erster Linie zum Entleeren der unterirdischen Kanäle, sowie der offenen Wasserzüge in dem tief liegenden und deshalb eingedeichten Bezirk Hammerbrook bestimmt ist. In zweiter Linie hat das Werk die Aufgabe der Entlastung der Schiffahrtskanäle bezw. der unterirdischen Kanäle und offenen Gräben des äußeren Hammerbrooks, dadurch, daß es die Wasser in die Kanäle des höher gelegenen inneren Hammerbrooks hebt.

Unter normalen Verhältnissen wird die Pumpe in Thätigkeit gesetzt, sobald der Wasserstand in den Zuflusskanälen die Höhe von 3,8 m H. N. erreicht hat, und so lange im Gange erhalten, bis die Kanäle leer, d. h. der Wasserstand auf 2,3 m H. N. abgesenkt ist. In dem Ablaufkanal steigt der Wasserspiegel i. M. auf 5,8 m H. N. und höchstens auf 6,8 m H. N., so daß sich eine mittlere Förderhöhe des Wassers von 2,75 m und eine größte von 4,5 m ergibt.

Das Schöpfwerk besteht aus zwei gleichen, aber im Betriebe von einander unabhängigen Pumpen, mit welchen:

- a) aus den Kanälen des inneren Hammerbrooks in das sogenannte Geeststammsiel,
- b) aus den Gräben des äußeren Hammerbrooks in die Schiffahrtskanäle des inneren Hammerbrooks, oder in das Geeststammsiel, und
- c) aus den genannten Schiffahrtskanälen in das Geeststammsiel

geschöpft werden kann, so zwar, daß je zwei dieser Thätigkeiten gleichzeitig vor sich gehen können.

Zwei Hauptsammler *A*, *A* von $1,43 \times 0,93$ m Höhe führen das Gemisch von Regen- und Brauchwasser (das viele grobe Verunreinigungen mit Stroh, Papier, Laub, Putzwolle, Holzreste u. s. w. enthält) der Pumpe zu; diese groben Stoffe werden von dem Zutritt zum Pumpwerk durch Gitter, die bei *F* in Fig. 485, 486 liegen, zurückgehalten. Die Kanäle *A*, *A* leiten das Wasser in die untere Abteilung der beiden Pumpenbrunnen, in welche die Saugtrichter der in den oberen Abteilungen aufgestellten Pumpen hinabreichen. Da die Endigungen der Saugtrichter beständig unter Wasser liegen, waren Fußventile in letzteren entbehrlich. Durch Stellung eines oder mehrerer von den Schiebern *l*, *m*, *n*, *o*, *p*, *q*, *r*, *s* kann der Zufluß beliebig der einen oder anderen der beiden Pumpen zugeleitet werden. Die Laufräder der letzteren sind ohne Gehäuse, daher nach Trockenlegung der oberen Abteilungen der Pumpenbrunnen unmittelbar zugänglich. Um den Pumpen einen möglichst hohen Wirkungsgrad in dem Falle geringer Förderhöhe zu verschaffen, ist um jedes Laufrad ein mit Diffusorschaufern versehenes Leitrad gelegt, wodurch, nach ausgeführten genauen Messungen, die Austrittsgeschwindigkeit des abströmenden Wassers günstig verwertet wird.

Jede Pumpe wird durch eine liegende eincylindrische Dampfmaschine mit Kondensation, unter Uebertragung der Kraft durch Kegelräder, betrieben. Es ist die Einrichtung getroffen, daß der die Steuerung beherrschende Schwungkugel-Regulator ohne Betriebsunterbrechung von Hand

auf die der jedaemaligen Förderhöhe der Pumpen entsprechende minutliche Umdrehungszahl eingestellt werden kann. Letztere schwankt mit der Förderhöhe H nach dem Ausdruck \sqrt{H} , und muß danach in den Grenzen 50 und 75 veränderlich sein. Es ist durch diese Verstellbarkeit des Regulators ein bei Schleuderpumpen bestehender großer Ubelstand beseitigt, der in der Regel stillschweigend in den Kauf genommen zu werden pflegt. Die normale Leistung der Pumpen beträgt bei 2,7 m Förderhöhe und 64 Umdrehungen 1500 l sekundlich; der Eintrittsdampfdruck ist $5\frac{1}{4}$ Atmosphären. — Der 35 m hohe Schornstein ist in seinem unteren Teil durch Zungen-



Fig. 485—487

—
—
—
—



mauern in 4 Quadranten gesondert, wovon 3 für die Einführung der Rauchgase und der 4 zum Absaugen der Gase aus dem Pumpenbrunnen dient, wie in Fig. 485 angedeutet ist. — Eine zweite, aus älterer Zeit stammende Schleuderpumpenanlage für die Hamburger Entwässerung ist (wie die vorige) beschrieben und abgebildet in „Hamburg und seine Bauten“, Hamburg 1890. —

Schleuderpumpen mit der Förderhöhe von nur 2,1 m sind auch für die Entwässerung von Geestemünde ausgeführt; hier werden dieselben jedoch durch Gaskraftmaschinen betrieben, was den Vorteil hat, daß die Pumpen augenblicklich in Thätigkeit gesetzt werden können, daß das Kesselhaus, der Kohlenraum und der Dampfschornstein fortfallen, und endlich die Um-

gebung nicht durch Rauch und Ruf, andererseits aber durch starkes Geräusch belästigt wird. Bei der Geestemünder Entwässerung sind die Pumpen für den Zweck vorhanden, den Wasserstand in den Kanälen während der Zeiten, wo durch Hochstände der Flut der Abfluß unterbrochen ist, auf einer bestimmten Höhe zu halten, wozu das Pumpwerk ständig 366 cbm Wasser fortzuschaffen hat.

Bei Benutzung von Leuchtgas wird der Betrieb kostspielig sein, da für 1 Pferdekraft und Stunde auf einen Gasverbrauch von 500—600 l zu rechnen ist. Bei größeren Maschinenanlagen kann sich deshalb die Anlage einer besonderen Anstalt für Kraftgasbereitung empfehlen: eine solche Anlage besteht z. B. in Hannover, wo eine Kraftgasbereitungsanstalt zum Betriebe eines großen 40Pferdigen Motors und 3 kleinerer, insgesamt für 75 Pferdekräfte, eingerichtet ist. Auch die Pumpen dieser Anlage sind Schleuderpumpen, welche zusammen etwa 430 Sekl. fördern.

Kraftgas ist — wegen der geringeren Reinheit — erheblich billiger als Leuchtgas, und der Raum, den die (mit dem Pumpwerk unmittelbar zu verbindende) Kraftgas-Bereitungsanstalt erfordert, leichter zu gewinnen als der für Dampfkessel, dabei nicht größer als dieser. Die Kosten der Anstalt sind etwa mit denjenigen der Dampfkesselanlage übereinstimmend; der Betrieb ist einfacher als der der Dampfkessel. Die Kraftgas-Bereitungsanstalt besitzt aber eine geringere Steigerungsfähigkeit der Leistung als eine Dampfkesselanlage; es empfiehlt sich daher, für seltener eintretende Fälle erheblich vermehrten Gasverbrauchs, Anschluß an eine Leitung für Leuchtgas, mit welchem man entweder die Reservepumpen allein betreibt, oder vorübergehend auch eine der für den normalen Betrieb bestimmten Pumpen, was einrichtbar ist. Es geht deshalb auch an, bei vereinigtem Kraftgas- und Leuchtgasbetrieb im Fall von Reparaturen die Reservepumpen zur Vertretung der Hauptpumpen zu benutzen, so daß diese Betriebsweise eine verhältnismäßig große Sicherheit gegen Unterbrechungen bietet.

Bei der Entwässerung von Spandau (deren allgemeine Anordnung weiterhin zur Mitteilung kommt) findet größtenteils zweimalige Hebung des Wassers statt, indem die in einem Sammelschacht zusammengeführten Wasser von einer Schleuderpumpen-Anlage, welche mit Gaskraftmaschinen betrieben wird, mittelst Druckrohrs 6 m hoch zu einem zweiten Schacht gefördert werden, aus dem sie, mit sonstigen Zuflüssen gemeinsam, dem Sammelschacht der Reinigungsstation (chemisch-mechanisches Klärwerk) zufließen. Bei dem Klärwerk wird das Wasser in die Bassine von Klärtürmen gehoben, hier mit Dampf betrieben, beim Zwischenpumpwerk mit Gaskraft. Bei voller Leistung bedarf das Zwischenpumpwerk zur Förderung von 603 Sekl. etwa 80 Pferdekräfte, welche von 4 Gaskraftmaschinen geleistet werden. Die Anordnung derselben und die Rohrleitungen sind in den Fig. 488—493 angegeben. Danach sind die Gaskraftmaschinen hoch aufgestellt, die Schleuderpumpen aber, zur Verminderung der Saughöhe, etwa 4,5 m tiefer in einem kellerartigen, entlang der inneren Wand des Maschinenhauses sich erstreckenden Raum, dessen Sohle mehr als 3 m unter dem mittleren Hochwasserstande der nahe vorbeifließenden Havel liegt. Der Sammelbrunnen der Pumpstation reicht mehr als 7 m unter den genannten Wasserstand hinab. In denselben münden drei Rohre, die das Wasser durch Heberwirkung zuführen; ein viertes Rohr dient zur Begrenzung des Wasserstandes, da das Rohr zum Regenüberfall eingerichtet ist. Das Nähere über die Konstruktion des Gebäudes und des Sammelbrunnens, der durch ein Gitter in zwei Hälften geteilt ist, kann aus den beigefügten Figuren entnommen werden. —

Für die Förderung der Abwasser aus dem niedrig liegenden Teil von Zoppot ist ein Dampfpumpwerk mit zwei selbständigen Maschinen und zwei Pumpen (mit Plungerkolben) angelegt. Der Betrieb desselben findet nur am Tage statt, da während der Nachtstunden die zufließenden Wasser in dem Sammelpassin (Sandfang) von 8,8 m Durchmesser und 5,67 m Tiefe, insgesamt 345 cbm Fassungsraum, aufgespeichert werden, dessen unterhalb des Ablaufs zu den Pumpen liegender Raum von 165 cbm Inhalt für die Zeit, während welcher der Pumpenbetrieb ruht, ausreicht. Jede der Pumpen kann etwa 20 Sekl. i. M. 6—7 m hoch fördern. Das Wasser wird mittelst Druckrohr in eine Zwischenstation geführt, an welcher demselben, ohne daß es das Druckrohr verläßt, diejenigen Wassermengen hinzutreten, welche aus dem hoch liegenden Teile des Orts mit druckfreiem Abfluß zufließen. Die Vereinigung geschieht durch einfache Zusammenführung der beiden eisernen Rohre (von 200 bzw. 225 mm Weite) zu einem eisernen Rohr von 275 mm Weite, in welchem das Wasser auf das Rieselfeld gedrückt wird. Um zu verhindern, daß die beiden an der Zwischenstation zusammentretenden Wasserströme sich im Abfluß gegenseitig stören, bzw. vor der Vereinigungsstelle Ablagerungen in den Rohren stattfinden, ist jedes der beiden Rohre vor dem Zusammentritt durch einen Schacht geführt und hier in dem-

A.

Fig. 492.

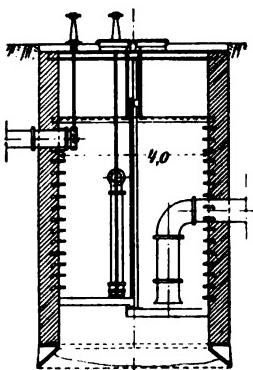
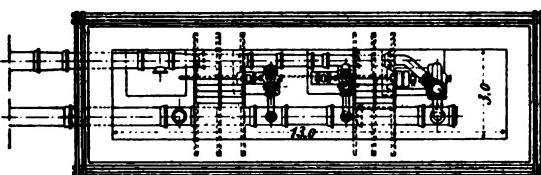


Fig. 493.



selben je eine Rückstauklappe nebst Zugangsöffnung (sogenannter Reinigungsansch.) angelegt. Wenn trotz dieser Sicherung der mögliche Fall eintreten sollte, daß in der vom Oberdorf kommenden Rohrleitung der Abfluß gehindert und Aufstau des Wassers stattfinden würde, so kann dieser sich nur bis in ein angelegtes kleines Bassin erstrecken, das mit einem Ueberlaufrohr versehen ist, durch welches übertretendes Wasser zur Pumpstation des Niederdorfs geführt wird. — Von der Zwischenstation aus hat die Druckleitung bis zum Rieselfelde noch die Länge von 1170 m. —

Bei der Entwässerung des Berliner Vororts Niederschöneweide sollen nach dem Projekt von Brix elektrisch betriebene Pumpen in Sammelschächten angeordnet und jene ebenfalls durch Schwimmermechanismen in und außer Thätigkeit gesetzt werden. Es handelt sich hier um staffelweise Hebung der Wasser — häusliche Brauchwasser — und Weiterförderung derselben in druckfreien Leitungen. Die Anlage kann daher als Ersatz für das Shone-System in einer Oertlichkeit aufgefaßt werden, die mit der im § 841 beschriebenen große Aehnlichkeit hat, die gegen das genannte System aber durch den Fortfall der Luftpressungsmaschine und der Luftdruckleitung im Vorteil ist. Die ganze Entwässerungsanlage unterscheidet sich mit Bezug auf die Leitungen in nichts von gewöhnlichen Anlagen, nur daß die staffelweise Hebung hinzutritt, die man einrichten mußte, um das nötige Leitungsgefälle zu beschaffen. Voraussetzung für die Anwendung der Neuerung ist selbstverständlich das Bestehen einer elektrischen Kraftzentrale in einiger Nähe von den Pumpen.

Als neueste und wichtigste Litteraturquelle über Pumpwerke für städtische Entwässerungszwecke wird hier das mit vielen Beispielen ausgestattete Werk: Riedler, Schnellbetrieb, Erhöhung der Geschwindigkeit und Wirtschaftlichkeit der Maschinenbetriebe, Berlin 1899. nochmals speziell angeführt.

XXX. Abschnitt.

A u f h a l t e b e c k e n .

§ 440. Wenn Regenwasser und Schmutzwasser getrennt geleitet werden, und die Regenkanäle entweder so große Querschnitte erhalten müssen, daß im Straßengrunde nicht Raum dafür ist, oder daß die Herstellung durch Eintauchen ins Grundwasser, oder, weil der Baugrund untragfähig ist, sehr erschwert, bezw. verteuert wird, oder wenn die Regenkanäle großen Profils wegen entfernter Lage eines offenen Gewässers ungewöhnliche Längen erreichen, oder endlich wenn die Beschaffenheit des offenen Gewässers die Zuführung so großer Wassermengen, als die Regenkanäle liefern, innerhalb kurzer Zeit nicht gestattet, ohne daß Ausuferungen, Ueberschwemmungen oder andere Uebelstände entstehen, so kann als mögliche Aushilfe die Herstellung von Ausgleichsanlagen in Frage kommen, die man als Aufhaltebecken bezeichnet. In denselben soll das Regenwasser vorläufig aufgefangen werden, um in verlangsamter Weise abzufließt; es wird dadurch eine Entlastung sowohl der Regenkanäle als des aufnehmenden Gewässers geschaffen; ob damit auch eine Kostenersparnis verbunden ist, hängt durchaus von örtlichen Verhältnissen ab.

Zunächst ist es die Lage der Becken, die hierbei eine große Rolle spielt: je näher die Becken dem oberen Ende des Entwässerungsgebiets liegen, um so mehr werden sie im allgemeinen zur Kostenverminderung beitragen, und umgekehrt. Vielleicht ebenso sehr als die Lage im Gebiet fallen die Oberflächen-gestalt, die Bodenbeschaffenheit und die Lage des Grundwassers in der Umgebung ins Gewicht. Mit hohen Erdarbeitskosten, die durch das Erfordernis der Bewegung großer oder schwierig zu bearbeitender Bodenmassen entstehen, wird gewöhnlich noch eine Vermehrung der Kosten der Leitungen in der Nähe des Beckens Hand in Hand gehen, und, wenn der Grundwasserspiegel in der Umgebung der Becken — eventuell auf größere Entfernung hin — keine Erhöhung verträgt, können bei Durchlässigkeit des Bodens Abdichtungsarbeiten des Beckens notwendig sein, welche große Summen verschlingen. Noch ungünstiger mag der Zustand sich erweisen, wenn die Beckensohle ins Grundwasser einschneidet, und wenn einerseits dessen Spiegellage keine Änderung gestattet, andererseits der Eintritt von Grundwasser in das Becken nicht ohne Erhöhung der Betriebskosten desselben möglich, Abdichtung aber schwer ausführbar ist.

§ 441. Regenwasser von Straßen mit einem Verkehr enthält gewisse Mengen organischer, fäulnisfähiger Stoffe. Diese Thatsache muß bei längerem Verweilen des Wassers im Becken berücksichtigt werden, wenn dasselbe in bebauter Um-

gebung liegt; sie zwingt dazu, die Becken in nicht langer Dauer wieder zu entleeren, d. h. für den Ablaufkanal einen nicht engen Querschnitt zu wählen; dadurch wird dieser wiederum entsprechend teuer. — Auf der Sohle des Beckens werden Schlammablagerungen stattfinden, die von Zeit zu Zeit beseitigt werden müssen, die es aber auch notwendig machen, dauernd einen gewissen Wasserstand in dem Becken zu erhalten. Die gelegentliche Trockenlegung des Beckens sowie die dauernde Erhaltung eines gewissen Wasserstandes in demselben erfordern vielleicht die Beigabe eines Pumpwerks, dessen Kosten in der Regel weniger durch die einmaligen Anlage- als durch die dauernden Betriebskosten ins Gewicht fallen werden. Ob aber durch die genannten Vorkehrungen alle Bedenken, welche gegen die Anlage eines Beckens in gesundheitlicher Hinsicht erhoben werden können, z. B. auch die Gefahr gelegentlicher Ueberschwemmung der Beckenufer, die bei außerordentlichen Regenfällen oder Undienstfähigkeit der Ableitung immerhin im Bereich der Möglichkeit liegt, zu beseitigen sind, ist eine Frage, die in einem Falle bejaht, im anderen verneint werden mag. Schließlich: wenn die Becken einige Größe erreichen, können sie ebensowohl Mittel zur Verschönerung des landschaftlichen Bildes der Gegend, als auch Hindernisse für zweckmäßige Ausgestaltung des Straßennetzes sein, letzteres namentlich in Städten mit rasch zunehmender Bevölkerung; sie können Zukunftsentwickelungen der Bebauung und des Verkehrs in ungünstiger Weise vorgreifen, wenn nicht etwa in späterer Zeit die Möglichkeit ihrer eventuellen Beschränkung oder völligen Beseitigung vorliegt.

§ 442. Nach dem Vorstehenden ist klar, daß die Frage: ob in einem gegebenen Falle Aufhaltebecken mit Vorteil angelegt werden können oder nicht? nach vielen Seiten hin sorgfältig erwogen werden muß, und daß Gelegenheiten, wo die Anlage zweifellos vorteilhaft ist, nicht allzu häufig sein werden. Allseitig günstig wird die Sachlage wohl nur in dem Falle sein, daß als Becken natürlich vorhandene beckenartige Bodenvertiefungen, ohne oder mit teilweiser Wasserfüllung benutzbar sind, in deren Umgebung entweder Veränderungen des Grundwasserspiegels ausgeschlossen sind, oder keine Bedeutung besitzen, wenn daneben für die Umgebung dauernd das Bestehen weiträumiger Bebauung gesichert und das Wasserbedürfnis durch eine zentrale Versorgung gedeckt ist. Treten alsdann günstige Lage und weiter noch hinzu, daß für den Ablauf die Notwendigkeit der Schaffung eines künstlichen Abflusses ganz fortfällt, oder derselben mit sehr geringen Mitteln zu genügen ist, so kann die einstweilige Festhaltung des Regenwassers in demselben sich in wirtschaftlicher Hinsicht als von sehr großem Nutzen erweisen, und in gesundheitlicher Beziehung ohne Bedenken sein.

Nur wenn die Aufhaltebecken eine beträchtliche Größe besitzen, können dieselben für die Profilverminderung der Regenkanäle, und dadurch für die Ermäßigung der Baukosten derselben einiges leisten, da geringe Profilverminderungen letztere nur wenig beeinflussen. Dies ist klar, wenn beachtet wird, daß die Profilumfänge von zwei ungleich großen Kanälen, und damit annähernd auch die Kosten in dem Verhältnis stehen:

$$\frac{K_1}{K} = \frac{r_1 \pi}{r \pi} = \frac{r_1}{r}.$$

Da aber die Profilgrößen und mithin die Leistungen sich verhalten wie:

$$\frac{F_1}{F} = \frac{r_1^2}{r^2}, \text{ wonach: } \frac{r_1}{r} = \sqrt{\frac{F_1}{F}},$$

so ist annähernd:

$$\frac{K_1}{K} = \sqrt{\frac{F_1}{F}}.$$

Wenn also durch ein Aufhaltebecken die Profilgröße z. B. auf $\frac{1}{2}$ ermäßigt werden könnte, so würde das eine Verminderung der Kosten der Längeneinheit des Regenkanals auf etwa 0,7, oder, mit Berücksichtigung des Umstandes, daß ein Teil der Kanalbaukosten von der Profilgröße nur in geringem Maße beeinflußt wird, auf etwa 0,75 oder vielleicht 0,85 zur Folge haben.

Bei den Kosten des Beckens spielt aber vielleicht der Grunderwerb eine sehr bedeutende Rolle, wenn man nicht etwa in der Lage ist, den Fassungsraum des Beckens weniger in der Ausdehnung der Fläche als in der Tiefe desselben zu suchen. Hierbei aber wird man bald durch die oben dargelegten Umstände, sowie durch die Schmälerung des Gefälles vom Ablaufkanal an eine Grenze gelangen; daher ist die Höhe der Grunderwerbskosten bei Beckenanlagen in bebauten Gebieten gewöhnlich entscheidend.

§ 443. Schon aus dem Umstande, daß nur große Beckenanlagen wirtschaftlich vorteilhaft sein können, folgt, daß für die Größenbestimmung derselben nicht die heftigen Regenfälle von kurzer Dauer, die sogenannten Platzregen, sondern die weniger heftigen, dafür aber lange anhaltenden, sogenannten Landregen bestimmend sind. Ein Regen von 15 Minuten Dauer und selbst der durchschnittlichen Dichte von 1,5 mm in der Minute, welcher zu den allergrößten Seltenheiten gehört (vergl. im § 115), liefert 250 Sekl., und ein solcher von 1 mm durchschnittlicher Dichte, der ebenfalls schon selten vorkommt, 167 Sekl. Abflämmenge. Zieht man heftige Regen von 1ständiger Dauer in Betracht, so ist 0,6 mm minutliche durchschnittliche Dichte schon eine recht hohe Zahl; dieser Regen liefert 100 Sekl. Abflämmenge. Die Abflämmengen (bei undurchlässigem Gelände) aber sind:

für 1 ha bezw.: 225, 150 und 360 cbm,

daher für 100 ha: 22 500, 15 000 und 36 000 cbm.

Da bei 100 ha Größe des als flaches Gelände gedachten Abflämmebietes die Abflämdauer etwa das Dreifache der Regendauer erreicht, so ermäßigen sich diese Zahlen auf $\frac{1}{3}$, und wenn man annimmt, daß die Größe des Ablaufkanals für die Abführung der Hälfte der Regenmenge genügt, so verbleiben, unter der Voraussetzung, daß der größere Teil des Abflusses ohne Berührung des Beckens zur Abführung gelangt, und vorbehaltlich genauer Berechnung, als in dem Becken vorläufig anzuhaltende Mengen bezw. etwa:

5000, 3300 und 8000 cbm,

von welchen vielleicht nur die letztere groß genug erscheint, um dazu zu veranlassen, die Anlage eines Aufhaltebeckens mit all seinem Zubehör ernstlich in Betracht zu ziehen.

Man wird daher die Größe von Aufhaltebecken nach Regenfällen von längerer Dauer, von Landregen, wie sie in ununterbrochener oder wenig unterbrochener Folge während einer Anzahl von Stunden anhalten, zu bestimmen haben, weil diese das, was ihnen an Ergiebigkeit in der Zeiteinheit fehlt, durch längere Dauer mehr als ersetzen, da der Einfluß der Verzögerung bei denselben in Wegfall kommt.

Es habe z. B. ein Regenfall die Dauer von 6 Stunden und eine durchschnittliche minutliche Dichte von 0,15 mm (vergl. S. 180), so liefert derselbe im ganzen 54 mm Regenhöhe und 540 cbm pro 1 ha, also für 100 ha 54 000 cbm Abfluss. Wird davon die Hälfte zur Abführung durch den Abflämmekanal während der Dauer des Regens gerechnet, so verbleiben 27 000 cbm Wasser, wofür im Becken Raum vorhanden sein muß. Nur in den Fällen, daß das Abflämmebiet sehr klein, mithin die Verzögerung im Abfluss gering ist, oder daß das Abflämmebiet in starkem Gefälle liegt, werden der Berechnung der Beckengröße heftige Regenfälle von kurzer Dauer zu Grunde zu legen sein.

Zur Sicherheit gegen Ueberflutung der Ufer bei außergewöhnlichen Regenfällen wird man entweder die Aufnahmefähigkeit des Beckens durch Erhöhung der Ufer über die Höhe des umgebenden Geländes hinaus entsprechend vermehren, oder auch die Leistungsfähigkeit des Abflußkanals um einiges vergrößern.

§ 444. Aus der Oertlichkeit wird die Entscheidung der Frage zu entnehmen sein, ob ein Becken zweckmäßig im Zuge des Regenkanals selbst, oder seitlich desselben anzulegen ist? Im ersten Fall muß der gesamte Abfluß das Becken passieren; im letzteren gelangt in das Becken nur der vorläufig anzuhaltende Teil des Abflusses, den man nach Erreichung eines gewissen Höhenstandes im Regenkanal mittelst eines Ueberfalles eintreten läßt, um ihn erst später durch einen tiefer liegenden Anschluß an den Regenkanal wieder abfießen zu lassen. Wenn der gesamte Abfluß das Becken passiert, muß für den gewöhnlichen Abfluß ein daneben liegender Kanal vorhanden sein, der auch als Sicherheitsanlage gegen Ueberflutung der Beckenufer mit zu benutzen ist. Die Beckengröße ist von der einen oder anderen Ausführungsweise ziemlich unabhängig, wogegen die Wasserbeschaffenheit des Beckens und gewisse Einrichtungen desselben stark beeinflußt werden. Empfängt das Becken nur denjenigen Teil des Zuflusses, den der Regenkanal nicht bewältigen kann, so gelangen in dasselbe viel geringere Mengen von Schmutzstoffen, die das Wasser mitbringt, sowohl weil die eintretende Wassermenge kleiner, als auch weil dieselbe weniger verunreinigt ist, da durch den ersten Teil des Abflusses die Straßen u. s. w. bereits rein gewaschen sind. Wenn daher, sei es in einem Sandfange und Filtern, sei es durch eine von diesen beiden Einrichtungen, Vorkehrungen zu einer gewissen Vorreinigung des Wassers getroffen werden, so fallen diese geringer aus als in dem anderen Falle; entsprechende Ermäßigungen erfahren vielleicht die Leistungen der Pumpe, und alledem tritt der Vorteil der größeren Regelmäßigkeit und Erleichterung in der Instandhaltung und im Betriebe des Beckens hinzu.

§ 445. Während über die Zweckmäßigkeit der Anlage eines Sandfangs vor dem Becken kein Zweifel besteht, kann es fraglich erscheinen, ob man gut thut, denselben zu weiterer Reinigung des Wassers noch eine Filteranlage hinzuzufügen, da man sich gegenwärtig halten muß, daß der lockere Aufbau der Filter sich mit einer jedenfalls in Rechnung zu ziehenden Gewaltsamkeit des Zuflusses, auch schon mit den großen Unregelmäßigkeiten desselben nicht gut verträgt; immerhin kann es Fälle geben, in welchen die Hinzufügung eines Grobfilters zweckmäßig ist. Erfolgt dieselbe, so sind jedoch Einrichtungen zu treffen, um Unzulänglichkeit in der quantitativen Leistung des Filters, oder Versagen desselben, oder irgend welche im Zustande oder in der Größe des Filters begründete Gedanken an Hindernisse beim Eintritt des Wassers in das Becken gegenstandslos zu machen; dazu ist ein Beiweg (Ueberfall) anzulegen, der selbstthätig in Wirksamkeit tritt, wenn vor dem Becken — bezw. vor dem Filter — ein gewisser unüberschreitbarer Höhenstand erreicht ist.

Die Filter müssen so beschaffen sein, daß sie nach jeder Inanspruchnahme leicht gereinigt werden können. Dies ist fast nur möglich, wenn dieselben in der Richtung von unten nach oben passiert werden, weil dann die Reinigung dadurch bewirkt werden kann, daß man durch die Filter einen Strom reinen Wassers in umgekehrter Richtung leitet. Zur Aufleitung dieses Wassers kann das in der Regel ohnehin notwendige Pumpwerk benutzt werden. Ob man den aus den Filtern ausgewaschenen Schmutz von flüssiger Form, desgleichen den flüssigen Schlamm vom Grunde des Beckens einem in der Nähe vorbeiführenden Schmutzwasserkanal

oder dem Pumpensumpf zuleitet, richtet sich insbesondere danach, welche Reinigungs-einrichtungen für das Schmutzwasser, und wo dieselben vorhanden sind, bezw. danach, in welcher Weise man sich der gedachten Schmutzmengen auf einfachste Weise entledigen kann.

Schließlich ist noch ein Umstand zu erwähnen, der für die Frage: ob in einem gegebenen Falle eine Beckenanlage vorteilhaft ist oder nicht? vielleicht entscheidend sein kann, nämlich die mögliche Benutzung des Beckenwassers zur Spülung der Schmutzwasserkanäle. Ist diese ein dringendes Bedürfnis, das sich auf sonstige Weise nicht oder nur mangelhaft befriedigen lässt, so können dadurch andere Bedenken gegen die Beckenanlage möglicherweise zum Schweigen gebracht werden.

§ 446. Beispiel. Für die Entwässerung der Berliner Vororte Schöneberg und Dt. Wilmersdorf, mit der Gebietsgröße von fast 1900 ha, wovon etwa die Hälfte nach dem Trennsystem entwässert werden soll, sind auf Anregung des Verfassers fünf Beckenanlagen projektiert worden, deren kleinstes Becken den Fassungsraum von 6000 cbm hat; ob dieselben sämtlich oder teilweise zur Ausführung gelangen, oder ob von der Ausführung überhaupt abgesehen wird, ist zur Zeit noch Gegenstand vielseitiger Erwägungen, bezw. unterliegt noch der Entscheidung der Aufsichtsinstanz. Es steht aber fest, daß die Kostenersparnisse, welche die Anlage der Becken mit sich bringt, infolge der sehr hohen Grundstückspreise (100 000 bis 150 000 Mark pro ha) im Vergleich zu den Gesamtkosten der Entwässerungsanlage nur minimal sind, vielleicht überhaupt nicht eintreten werden.

Der Projektverfasser, Stadtbaudirektor a. D. Brix, hat für die Becken die nutzbare Tiefe von 1,6 m angenommen und Filtervorlagen vorgesehen, welche als Galerien gedacht sind. Die Filter sollen aus Grobkies in einer 5 cm hohen Schicht bestehen, welche auf konisch durchlochten Betonplatten liegt; die Größe der Filter ist so bestimmt, daß dieselben mit der Geschwindigkeit von 2 mm durchströmt werden. Für den Fall des Versagens der Filter tritt ein hoch liegender breiter Ueberfall in Wirksamkeit; außerdem sind als Sicherheitsvorrichtung in der die Filtergalerie von dem Becken trennenden Mauer eine Anzahl von Öffnungen vorhanden, welche für gewöhnlich mit Dammbalken geschlossen gehalten, im Notfalle aber geöffnet werden können, um das Wasser ohne Passierung der Filter in die Becken einzulassen. Vor dem Fuße der Mauer, welche die Filtergalerie von dem Becken trennt, ist zum Schutz gegen Fortspülung des Bodens durch das herabstürzende Wasser eine starke Betonvorlage angeordnet. Für die Sohle einzelner der Becken ist Dichtung mit Lehmschlag gegen das außen tiefer liegende Grundwasser vorgesehen, sowie für jeden Becken ein Umlauf und die Anlage einer kleinen Pumpstation zur Erfüllung der oben gedachten Zwecke geplant.

XXXI. Abschnitt.

Allgemeine Anordnung der Entwässerungsanlage, erläutert an einigen Beispielen ausgeführter, bezw. geplanter Anlagen aus neuerer Zeit.

§ 447. Während bis vor wenigen Jahren in Deutschland das Schwemmsystem bevorzugt wurde, und man dieses System einheitlich in dem ganzen Stadtgelände durchzuführen pflegte, hat sich neuerdings, teils infolge eines Wechsels der Anschauungen, teils auch infolge der wachsenden Schwierigkeiten, welchen die Reinigung der Abwässer aus schwemmkanalisierten Städten unterliegt, eine Änderung dahin vollzogen, daß das Trennsystem in den Vordergrund des Interesses getreten ist, und anstatt der Einheitlichkeit des Werkes häufiger Trenn- und Schwemmsystem in demselben Stadtgebiete nebeneinander angewendet werden. Oftter als es früher der Fall gewesen ist, werden Verschiedenheiten im Stadtgelände sorgfältig berücksichtigt, und wird die Anordnung des Werks, sowohl insgesamt als in Einzelheiten, solchen Verschiedenheiten genauer, als es früher wohl geschehen ist, angepaßt. Diese Thatsache bekundet einen nicht gering anzuschlagenden technischen Fortschritt, dem es verdankt wird, daß die Kosten von Entwässerungsanlagen sich ermäßigen, und Städten, die unter den früheren Verhältnissen vor der Lösung der Aufgabe zurück scheuten, der Entschluß dazu erleichtert ist. Dies ist von großer Wichtigkeit namentlich für kleinere, mit beschränkten Mitteln arbeitende Städte, weil bei ihnen, vermöge der geringeren Wohndichte, die auf den Kopf der Bevölkerung treffende Leitungslänge u. s. w., und damit der anteilige Kostenbetrag, erheblich größer ausfällt als in dicht bevölkerten Mittel- und Großstädten.

Neben dem Wechsel der Anschauungen sind es noch andere Umstände, die zu der vermehrten Beachtung des Trennsystems, bezw. der heutigen verstärkten Individualisierung in der Lösung von Entwässerungsaufgaben beigetragen haben. Von denselben sei, außer der stattgefundenen Einführung von Gaskraft- und elektrisch angetriebenen Maschinen in den Kanalisationsbetrieb, nur noch der hier erwähnt, daß in den kleineren Städten, welche heute zumeist an der Reihe sind, die bei der Wahl des Systems auf den Straßenverkehr zu nehmenden Rücksichten nicht in demselben Maße zu bestehen pflegen, wie in den größeren Städten, die in der Lösung der Entwässerungsaufgabe vorangegangen sind. Während in diesen der Verkehr die unterirdische Abführung der Straßenwasser vielleicht gebieterisch verlangt, kann in den verkehrsärmeren kleineren Städten das Straßenwasser entweder

sich selbst überlassen, oder auf die eine oder andere Weise zweckmäßiger als durch die unterirdische gemeinsame Abfuhrung mit den Hauswassern beseitigt werden, sofern dem nicht etwa besondere Schwierigkeiten in der Höhenlage und Oberflächenform des Stadtgeländes entgegenstehen.

§ 448. Die im Nachstehenden zur Mitteilung kommenden Beispiele sind zunächst von dem Gesichtspunkte der Mannigfaltigkeit, und erst in zweiter Linie von dem anderen ausgewählt worden, um den Einfluß darzulegen, den größere Verschiedenheiten im Stadtgelände auf die technische Ausgestaltung des Planes ausgeübt haben.

I. Die Stadt Spandau hat großenteils ein sehr flaches Gelände, mit teilweise auch hohem Grundwasserstande. Sie liegt, teils durch zwei Eisenbahnen, teils durch die Havel in mehrere Teile gesondert. Den Kern bildet die alte innere, durch den Mühlgraben und die Havel umschlossene Stadt; auf dem linken Ufer liegt ein großer Stadtteil, der der Hauptsache nach Kasernen und militär-technische Institute enthält. Um die innere Stadt legen sich gewissermaßen strahlenförmig mehrere Vorstädte. Es waren aus früherer Zeit einige Kanäle teils nur für Regenwasser-, teils für gemeinsame Aufnahme von Regen- und Hauswasser vorhanden.

Die in den letzten Jahren nach dem Plane von Pfeffer ausgeführte neue Entwässerungsanlage — Pläne Fig. 494 und 495 — war nach dem Vorstehenden in mehrere Einzelgebiete zu sondern, sollte jedoch durchgängig für gleichzeitige Aufnahme von Regenwasser und Hauswasser eingerichtet werden. Das Stadtgebiet ist in 8 Sammelgebiete geteilt und zwar:

die nördlich liegende Oranienburger Vorstadt: 1, 2, 3 des Plans, mit zusammen 151 ha Ausdehnung;

die innere Stadt mit dem (vor dem Berliner Thor liegenden) Gelände der Militär-institute (Fig. 494); diese Flächen von zusammen 108 ha Ausdehnung bilden das Sammelgebiet 4;

das Sammelgebiet 5, den Stresow-Stadtteil östlich der Havel umfassend, enthält 19 ha Fläche;

die Sammelgebiete 6 und 7 liegen im Westen, neben und zwischen den beiden Eisenbahnen, ein Teil derselben, die Seeburger Straße, abgetrennt; sie haben zusammen 97 ha Ausdehnung;

das südliche Sammelgebiet, 8, Pichelsdorfer Straße, ist 22 ha groß.

In den Plänen sind außer den Sammelgebieten 1—8 noch 4 andere Gebiete: 1a, 5a, 6a, 7a und 8a angegeben, und durch anders laufende Schraffierung kenntlich gemacht. Die 4 erstgenannten Sondergebiete sind bereits mit Kanälen für Regenwasser-Ableitung ausgestattet; aus denselben wird daher in die neue Entwässerungsanlage nur das Hauswasser aufgenommen. Das Gebiet 8a war bereits mit Kanälen zur Aufnahme beider Wassergattungen versehen. Die Wasser aus diesem Gebiet werden in einem Schacht zusammengeführt und von demselben aus in die in der Nähe befindliche Klärstation hinübergehebert.

Das Besondere der Spandauer Anlage besteht nun darin, daß für jedes der 8 Entwässerungsgebiete (mit den eben genannten Nebengebieten) ein Tiefpunkt angenommen, und an demselben ein größerer Sammelschacht (I—VIII der Pläne) hergestellt ist, und ferner in der Art und Weise, wie die Sammelschächte zusammenarbeiten. Von jedem Sammelschacht zweigt ein Regenkanal ab (in den Plänen mit N A bezeichnet), der in Wirksamkeit tritt, sobald das Hauswasser durch eine gleich große Menge Regenwasser auf die sogenannte zweifache Verdünnung gebracht ist. Das Wasser aus dem Sammelschacht I wird mit freiem Gefälle zu dem Sammelschacht II geführt, von hier aber mittelst Heberleitung zu einer in dem Winkel zwischen Mühlgraben und Havel angelegten Pumpstation, und vier andere Heberleitungen führen der Pumpstation die Wasser aus den Sammelschächten III, IV, V und VI zu. (Angaben über diese Heberleitungen sind schon im § 340 gemacht.) Das Pumpwerk fördert die Wasser mittelst Druckrohr zum Sammelschacht VII, von wo dieselben mit freiem Gefälle (durch die Götelstraße) zu der am südlichen Stadtende gelegenen Klärstation fließen, unterwegs noch die Wasser aus dem Sammelschacht VIII aufnehmend. Das Wasser aus dem Sammelgebiet 8a wird, wie schon oben bemerkt ist, der Kläranstalt direkt durch eine Heberleitung zugeführt.

Die Wassermenge, welche die Pumpe nach Erreichung der größten angenommenen Bevölkerungsdichte zu fördern haben wird, beträgt 608 Sekl. und die Hubböhe ist 6 m. Die notwendige Maschinenstärke berechnet sich zu 80 Pferdekräften. Da die Bevölkerung zur Zeit erst etwa 75 000 beträgt, hat man sich vorläufig mit der Schaffung einer Maschinenstärke von 32 Pferdekräften begnügen können. Für die Förderung der Maximalwassermenge sollen plan-

Fig. 494.

Fig. 496.

mäfig zwei Druckrohre von je 600 mm Weite angelegt werden; man hat zunächst nur das eine dieser Rohre gelegt.

II. Die ebenfalls in neuester Zeit (nach dem Plane von Pfeffer) ausgeführte Entwässerungsanlage des nördlichen Stadtteils von Geestemünde, Fig. 496, betrifft ein flaches Gebiet von nur etwa 60 ha Ausdehnung, aus welchem sowohl das Regenwasser als die Hauswasser aufgenommen werden; dieselben sind für Zeiten länger dauernder Regenfälle zu 366 cbm in 1 Stunde berechnet. Das Stadtgelände ist eben und geschlossen, und konnte bei seiner Kleinheit auch vollkommen einheitlich behandelt werden. Gelegenheiten zur Anlegung von Spülleitungen und von Regenüberfällen sind reichlich vorhanden, letztere aber nur in beschränktem Maße benutzbar, da der Auslaß in die Hafenbecken seitens der Aufsichtsbehörde nur für die seltenen Fälle von sogenannten Sturzregen mit kurzer Dauer zugelassen wurde, die ihrer Zeitbeschränkung wegen nur geringe Schmutzmengen zuführen können. Was die Benutzung des Geesteflusses zum Anschluß von Regenkanälen betrifft, so hängt diese durchaus von den Flutständen des Stromes ab. — Es wurde von Aufsichts wegen die Bedingung gestellt, daß der unter dem Stande des gewöhnlichen Flutspiegels von 3,93 m G. P. liegende Fassungsraum des Kanalnetzes ausreichend sein müsse, damit derselbe zur Aufnahme der gewöhnlichen Abflußmenge für die Dauer von $7\frac{1}{2}$ Stunden genüge. Es war also hier die Aufgabe: die richtige Grenze zwischen dem Fassungsraum des Kanalnetzes und der Größe eines anzulegenden Pumpwerks für den Fall einer geringeren Aufnahmefähigkeit des Kanalnetzes als die angegebene von $7\frac{1}{2}$ Stunden, zu treffen. Der unter der genannten Fluthöhe liegende Kanalinhalt beträgt 2197 cbm und reicht damit für 6 Stunden aus, die zufließenden Wasser festzuhalten. Es war daher ein Pumpwerk anzulegen, das stündlich die Menge von 366 cbm = 101 Sekl. fördern kann. Indem als Förderhöhe der Unterschied 5,00 — 2,90 = 2,1 m und anstatt 101 Sekl. 111 angenommen wurden, ergab sich die erforderliche Maschinenstärke zu 5,2 Pferdekräften. Ausgeführt ist eine 6pferdige Gaskraftmaschine. Die Lage des Hauptsammlers — mit Kreisprofil von 1,6 m Durchmesser — geht aus dem Plan hervor. Die Pumpstation hat ihre Lage an derjenigen Stelle erhalten, wo der aus der Kanalstraße kommende Hauptsammler nach Ueberschreitung der Borriesstraße, und Kreuzung des Geländes für Holzschuppenbauten den Geestedeich erreicht. Die Lagen der Regenauslässe und Spülleinlässe sind im Plane ersichtlich gemacht.

III. Der Plan der Entwässerung des Berliner Vororts Niederschöneweide betrifft ein sehr flaches, nur 2,9—3,0 m über dem mittleren Spreewasserstande liegendes Gebiet von 130 ha Größe, welches zur Zeit noch nicht zur Hälfte in die Bebauung übergegangen ist; die bisherige Bebauung enthält ganz überwiegend Fabrikanlagen, die für die Beseitigung der Fabrikwasser vorläufige Einrichtungen besitzen, so daß dieselben bei der Lösung der Entwässerungsaufgabe ausscheiden könnten. Das Gebiet hat eine sehr langgestreckte Form am Ufer der Spree, und die Hauptstraßenzüge verlaufen in der Längenrichtung. Es würden daher die Kanäle, selbst wenn dieselben am oberen Ende eine ausnahmsweise hohe Lage erhielten, am unteren Ende tief in das Grundwasser eintauchen, und bei der Ausführungsweise des Entwässerungswerks nach gewöhnlicher Art vielleicht unüberwindliche Bauschwierigkeiten eintreten. Nach der angegebenen Sachlage, und unter der — vielleicht nicht erfüllbaren — Voraussetzung, daß Fabrikwasser nicht aufgenommen zu werden brauchen, hat der Projektverfasser, Brix, ein Trennsystem für Aufnahme nur der Hauswasser vorgesehen. Es sollen, gleichwie in Spandau, um günstige Kanalgefälle zu schaffen, Zwischen-Sammelbrunnen angelegt werden. Gegen dort besteht aber der Unterschied, daß die Fortleitung des Wassers aus den Sammelbrunnen zu der vorgesehenen Klärstation nicht durch Heber- und Druckrohre, sondern durch drucklose Leitungen und Pumpen mit elektrischem Antrieb vorgesehen ist, die von einer Kraftleitung, welche den Ort durchzieht, gespeist werden. Das In- und Außergangsetzen der Pumpen soll selbsttätig — durch einen Schwimmermechanismus — erfolgen, um aber etwaigen Zufällen an den Pumpen zu begegnen, jeder Sammelschacht mit einem selbsttäglichen Ueberfall nebst Regenkanal verbunden werden. — Als Durchschnitts-Wasserverbrauch für den Tag und Kopf sind 53 l angenommen und als grösster Tagesverbrauch 80 l; der höchste stündliche Abfluß ist zu etwa 9% des durchschnittlichen Tagesverbrauchs angesetzt. Bei voller Bebauung des ganzen Gebiets gewährt dasselbe Raum für etwa 30 000 Köpfe; da der Zeitpunkt dafür weit hinaus liegt, wird die Größe der jetzigen Anlage nur auf etwa die Hälfte zugeschnitten. Das ganze Gebiet des Orts ist in drei Entwässerungsgebiete zerlegt, wovon I die Größe von 28 ha besitzt, und nur einen Schacht für Sammlung des Wassers, der gleichzeitig zur Aufstellung der Pumpe dient, erhält; die Pumpenleistung ist vorläufig 5, später $6\frac{1}{2}$ Sekl. — Das Entwässerungsgebiet II von 27 ha Ausdehnung enthält, außer einem Hauptsammel- und Pumpenschacht, einen Nebensammel- und Pumpenschacht, zu dem Zwecke, um für die Kanäle bessere Gefälle zu gewinnen und zwei

Untergebiete bilden zu können, von welchen zur Zeit erst eines in die Ausführung einzubeziehen ist; die Pumpenleistung ist zunächst 5, später $7\frac{1}{2}$ Sekl. — Das Entwässerungsgebiet III von

80 ha Größe wird etwa wie II eingeteilt, erhält im Hauptsammelschacht eine Pumpe von ebenfalls 5 Sekl. Leistungsfähigkeit und einen Nebenschacht nebst Pumpe von $2\frac{1}{2}$ Sekl. Förder-

menge. — Für die oberen Enden der Leitungen, bei welchen allen das Gefälle von $\frac{1}{100}$ nicht unterschritten werden soll, sind selbstthätige Heberspüler vorgesehen.

IV. Der Badeort Zoppot an der Ostsee bei Danzig mit einer Gebietsgröße von 160 ha. und der ständigen Bevölkerung von etwa 8000 Köpfen und 9000—10 000 sommerlichen Besuchern hat in den letzten Jahren eine sehr sorgfältig geplante und durchgeführte Entwässerung nach Trennsystem erhalten, die einige besondere Züge aufweist, welche teils in der Gestalt, teils in der Flächenform und teils in der Bodenbeschaffenheit begründet sind. Der Ort zieht sich in etwa 2 km Länge am Strande entlang, von diesem nur durch einen schmalen Dünengürtel geschieden. Das Gelände zerfällt in einen niedrigen, etwa 500 m breiten Streifen: das Unterdorf, das nur 1—2 m höher als der mittlere Meeresspiegel liegt und hinter welchem sich das Oberdorf mit 8—18 m Meereshöhe erstreckt. Im Unterdorf besteht der Boden bis zu großer Tiefe aus feinem Sande mit Mooreinlagerungen, in dem von der Höhe aus der Grundwasserstrom sich mit dem Gefälle von etwa 1 : 100 zur See hin bewegt, wobei er an manchen Stellen zeitweilig bis an die Oberfläche tritt, im allgemeinen sehr nahe unter derselben liegt, und Schwankungen bis zu 1 m erleidet, die vom Stande der Ostsee beeinflußt werden. Im Oberdorf liegt das Grundwasser 4—6 m unter Oberfläche, nur in Thalsenken bloß 1,5 m. Eine Anzahl von Bächen mit nahezu parallelem Lauf, welche von fernher zuflossen, durchqueren den Ort, um sich in die See zu ergießen. Zoppot besaß schon bisher eine ergiebige zentrale Wasserversorgung und in den Gast- und Logierhäusern u. s. w. Wasserklossetts. Die Abgänge aus denselben wurden, samt anderen unreinen Wassern, in sogenannten nassen Gruben aufgespeichert, die bei der geschilderten Bodenbeschaffenheit kostspielig im Bau waren, ohne in den Umschließungen dicht zu sein. Da das Gros der Schmutzwasser des Orts in die Bäche, und von da am Badestrande in die See ging, bzw. in den Boden versickerte, entstanden nach und nach unerträgliche Zustände und Gefahren, welchen man zunächst mit allerhand kleinlichen Mitteln zu begegnen dachte, da man die Herstellung unterirdischer Kanalisationaleitungen für zu schwierig bzw. zu kostspielig ansah. Um den in dem hohen Stande des Grundwassers liegenden Bauschwierigkeiten aus dem Wege zu gehen, dachte man einen Augenblick an die Einführung des Shone-Systems; der Gedanke wurde jedoch rasch wieder aufgegeben, teils wegen der nach einer überschläglichen Ermittelung sehr hoch auflaufenden Kosten, teils weil man das Vorhandensein unbedingter Sicherheit gegen Betriebsstörungen bezweifelte. Die danach mit der Förderung der Angelegenheit betraute Firma Börner & Herzberg in Berlin stellte nun den Entwurf zu einem Trennsystem auf, der die Zustimmung der Beteiligten fand und ausgeführt worden ist. Er beruht auf einer Bevölkerungszahl von 10 000 und einem Wasserverbrauch von 100 l für den Kopf und Tag, wobei aber in den Rohrweiten und anderen Teilen auf eine wesentlich höhere Bevölkerungszahl gerücksichtigt worden ist. Die Aufnahme von Regenwasser ist grundsätzlich ausgeschlossen; es sind aber einige vorhandene, passend liegende Regenkanäle des Lüftungszweckes wegen in das Netz der neuen Leitungen einbezogen worden. Wegen der angegebenen Höhenunterschiede ist in dem Leitungssystem das Unter- vom Oberdorf gesondert; aus letzterem fließen die Wasser mit natürlichem Gefälle einem Rieselfelde zu, aus ersterem werden sie durch Pumpen hingedrückt; doch wird für die Wasser aus beiden Systemen von einem bestimmten Punkte ab ein gemeinsames Druckrohr benutzt; die besonderen Einrichtungen, die für diesen Zweck hergestellt wurden, sind schon an früherer Stelle beschrieben. Leitungen, die im Grundwasser liegen — sowie die Druckleitung — sind aus Gußeisen, mit Dichtung der Fugen aus Teerstrick und Blei, hergestellt; im übrigen bestehen die Leitungen aus Thonrohren, mit Dichtungen aus Teerstrick und Asphaltkitt (§ 422). Im Grundwasser erfolgte die Verlegung unter Benutzung von eisernen Spundwänden, die mit Druckwassereinspritzung in den Grund eingetrieben wurden. Mit den Gefallen mußte bis auf 1 : 1000 hinabgegangen werden, um nicht noch tiefer in das Grundwasser als 2,50 m einzuschneiden. Auf sorgfältige Einhaltung der bestimmten Gefälle ist der größte Wert gelegt; übrigens dienen zur Sicherheit gegen Verstopfungen Einstiegeschächte (ohne Schlamm sack), die etwa alle 70 m eingebaut sind, und reichliche Spülungen, zu welchen man das Wasser der den Ort durchziehenden Bäche durch Aufstau an passenden Stellen geeignet gemacht hat. (Wegen einiger weiterer Angaben zur Sache ist auf eine Beschreibung u. s. w. von Böttger in Zeitschr. für Bauwesen, 1899, zu verweisen.)

§ 449. Bei einer Anzahl von Ausführungen hat man von dem Regenwasser nur einen mehr oder weniger großen Teil in die Kanäle aufgenommen bzw. den von den Leitungen geführten Schmutzwassern hinzugefügt. Ein nennenswerter Vorteil für die Reinhaltung der Leitungen entsteht dadurch nicht, weil der Eintritt von Regenfällen und die Größe derselben allzu großen Unregelmäßigkeiten und Wechseln unterworfen sind; es ist aber ein anderer Grund, der für diese Ausführungs-

weise gewöhnlich maßgebend war. Liegen z. B. die Höfe hinter den Gebäuden tief, oder sind sie ganz geschlossen, oder ist die Oberfläche wasserdicht abgedeckt, oder ist hinter den Gebäuden kein Raum, um das von Dächern und Höfen abfließende Wasser wenigstens vorläufig unterzubringen, oder ist es ausgeschlossen, dasselbe auf andere Flächen frei abfließen zu lassen, oder auch in den Grund zu versenken, so kann es eine große Erleichterung für die Eigentümer, bezw. eine wesentliche Verbesserung im gesundheitlichen Sinne sein, die Dach- und Hofwasser von solchen Grundstücken, bei welchen der eine oder andere der genannten Umstände zutrifft, mit in die unterirdischen, sonst nur für Schmutzwasserführung bestimmten Leitungen aufzunehmen, wogegen die Straßenwasser ausgeschlossen werden. Derartige Anlagen kommen schon in älterer Zeit, allerdings mit regeloser Durchführung vor; in neuerer Zeit, und dann in mehr oder weniger systematischer Ausführung, zahlreich. Das erste bekannt gewordene Beispiel bietet Göttingen; mehrere andere Beispiele liegen in Berliner Vororten vor.

Denkt man sich den in niedrig liegenden Küstengegenden vorkommenden Fall, daß der Ort von Gewässern durchzogen ist, die ihren Lauf vorwiegend hinter den Gebäudegruppen nehmen, sind aber die Wasserzüge nicht groß genug, oder nicht mehr rein genug, um denselben das ganze Meteorwasser oberirdisch zuführen zu dürfen, und macht tiefe Lage der Straßen unterirdische Entwässerung derselben notwendig, so erscheint vielleicht die gegen die vorige umgekehrte Anordnung zweckmäßig: die Dach- und Hofwasser oberirdisch in die Wasserzüge abzuleiten, dagegen die Straßenwasser in die unterirdischen Kanäle aufzunehmen; ein Beispiel dieser Art bildet die Kanalisation von Cuxhaven-Ritzebüttel.

Die Ausführung von gewissermaßen verstümmelten Systemen, wie die beiden beschriebenen, die selbstverständlich auch so durchgeführt werden können, daß man die Dach-, Hof- und Straßenwasser nicht durchgehends, sondern nur teilweise — etwa aus bestimmten Stadtteilen, bezw. Straßen, oder selbst nur von und vor einzelnen Grundstücken — aufnimmt, haben zur Voraussetzung: einmal daß die Weite der Leitungen entsprechend groß ausgeführt — daher im Vergleich zum Nutzen kostspielig wird — und ferner daß durch die bei stärkeren Regenfällen große Vermehrung des Abflusses nicht Schwierigkeiten für die Behandlung der Abwasser entstehen. Es müssen also entweder die Reinigungswerke auf den Wechsel zugeschnitten sein — was aber unverhältnismäßige Kosten verursachen kann — oder aber, es müssen Regenüberfälle bezw. Notauslässe vorhanden sein. Die Rücksicht auf Kostenermäßigung wird wohl immer den Ausschlag zu Gunsten der jedenfalls unliebsamen Benutzung von Regenüberfällen und Notauslässen geben. Dieselben Gründe wie vor sprechen auch dagegen, daß, wenn in einer Stadt einige alte Regenwasserkanäle bestehen, man diese dem sonst nur zur Führung von Schmutzwasser bestimmten neuen Leitungsnetze einfügt, es sei denn, daß es sich nur um geringfügige ältere Anlagen handelt, oder daß — wie in dem oben angeführten Falle von Zoppot — durch die Hinzunahme der alten Kanäle eine Verbesserung der Lüftung des neuen Kanalnetzes stattfindet.

Immer aber ist festzuhalten, daß durch die Hinzunahme von Regenwasser ein unbestimmtes Moment in die sonst regelmäßige Wirksamkeit eines Trennsystems gelangt, das letzterem auch besonders dadurch zur Schädigung gereichen kann, daß die Freiheit von Kellerüberschwemmungen vielleicht in Frage gestellt, die Gefahr der Zerstörung von Wasserschlüssen in den Gebäuden und des Hineindringens von Kanalluft in letztere eintritt.

§ 450. Einrichtungen wie die beschriebenen müssen, so berechtigt sie in besonderen Fällen sein mögen, daher grundsätzlich als minderwertig angesehen

werden. Sie sind bloße Aushilfen, besonders im Vergleich zu derjenigen Lösung der Aufgabe, bei welcher das ganze Stadtgebiet nicht einheitlich behandelt, sondern in Teile zerlegt wird, von welchen dieser mit Trennsystem, jener mit Einrichtungen auch zur Aufnahme der Regenwasser ausgestattet wird, eine Lösung, die bei richtiger Durchführung als diejenige bezeichnet werden kann, welche gesundheitlichen und wirtschaftlichen Rücksichten zugleich am meisten gerecht wird.

Solche Teilung kann aus verschiedenen Gründen notwendig oder zweckmäßig sein, und zwar etwa weil:

1. gewisse Stadtteile der Ueberschwemmungsgefahr von außen her, oder durch das sich darin bei schweren Regenfällen sammelnde Wasser ausgesetzt sind;
2. der Grundwasserstand so hoch liegt, daß der Einbau von großen Kanälen unverhältnismäßige Kosten verursachen würde;
3. untragfähige Bodenbeschaffenheit oder vielfaches Antreffen von Hindernissen, und daher hohe Kosten wie vor zu erwarten sind;
4. die Kellersohlen allgemein so tief liegen, daß der Schutz gegen Ueberschwemmungen durch Rückstau einen unverhältnismäßigen Kostenaufwand veranlaßt;
5. die zur Verfügung stehenden Gefälle für freien Abfluß zu gering, daher künstlich Tiefpunkte zu schaffen sind, und entweder Druck- oder Heberleitungen angewendet werden müssen;
6. das Regenwasser sich selbst überlassen werden kann, und nur ein Bedürfnis zur unterirdischen Abführung der häuslichen Abwasser besteht;
7. zur Ableitung von Regenwasser bequeme Gelegenheit vorhanden ist, aber gefordert wird, daß demselben häusliche Abwasser, sei es gar nicht, sei es nur in ganz geringen Mengen, zugemischt werden;
8. das Stadtgebiet größere Höhenunterschiede in derartiger Lage neben einander aufweist, daß bei Mitaufnahme des Regenwassers Ueberlastungen der Kanäle in den tief liegenden Stadtteilen und daraus hervorgehende Straßen- und Kellerüberschwemmungen nicht vermieden werden könnten;
9. Einrichtungen zur gemeinsamen Abführung von Regen- und Schmutzwassern vorhanden sind, und die Wirksamkeit dieser Anlage befriedigt, während für den Rest die Einführung des Trennsystems Vorteile verspricht;
10. große Entlegenheit oder Kostspieligkeit des Erwerbs u. s. w. von Rieselfeldern, oder ungünstige Beschaffenheit von zur Verfügung stehenden Ländereien, oder schwierige Auffindung von zur Anlage von Kläranstalten geeigneten Stellen, oder besonders hohe Kosten des Erwerbs solcher dazu nötigen, die der Reinigung zu unterwerfenden Wassermengen auf das Notwendigste zu beschränken;
11. die Höhe der zur Verfügung stehenden Mittel es bedingt, die sonst zweckmäßige Einrichtung der gemeinsamen Abführung von häuslichen Abwassern und Regenwasser auf diejenigen Stadtteile zu beschränken, in welchen diese Einrichtung als bald unbedingt notwendig ist, während für den übrigen Stadtteil die Ergänzung des vorläufig ausreichenden Trennsystems zu einem Vollsystem durch Anlage eines zweiten Kanalnetzes bis zu einem späteren Zeitpunkt hinausgeschoben werden kann.

Es sind noch andere als die vorstehend angeführten Gründe denkbar, welche zu verschiedenartiger Behandlung der Aufgabe in verschiedenen Stadtteilen Ursache werden können; solche werden aber so individueller Natur sein, daß sie bei allgemeinen Betrachtungen wie hier ausscheiden.

Der oben zu 1. angegebene Grund ist bestimmend gewesen, in Köln für einen gewissen Stadtteil am Rheinufer das Regenwasser von den Kanälen auszuschließen, während es im übrigen aufgenommen wird. — In Charlottenburg sind es die zu 7 und 10 angegebenen Gründe, welche dazu geführt haben, für einen nördlich der Spree abgesondert liegenden Stadtteil Einführung des Trennsystems — mit Ableitung des Regenwassers durch besondere Kanäle — zu projektieren. — In den Berliner Vororten Schöneberg und Dt. Wilmersdorf bestehen in fast der Hälfte der Gemeindegebiete Kanäle für gemeinsame Aufnahme von Regen- und Schmutzwässern. Bei der Projektbearbeitung für die andere Hälfte der Gebiete ist wegen des zu 10 angeführten Grundes vorgesehen, für die bereits entwässerten Gebietsteile die bestehende Einrichtung beizubehalten, dieselbe auch zweckmäßig zu ergänzen und abzurunden, dagegen in den übrig bleibenden Gebietsteilen getrennte Leitungen für Regen- und Schmutzwasser zu bauen.

XXXII. Abschnitt.

Unterhaltung und Betrieb von Kanalisationswerken.

§ 451. Zur guten Wirksamkeit einer Kanalisationsanlage ist es unbedingt notwendig, daß alle Teile derselben dauernd in gutem Bauzustande erhalten werden; auch die Sorge für Verkehrssicherheit in den Straßen und für den Schutz der im Kanalisationsbetriebe beschäftigten Arbeiter macht die dauernde Erhaltung des Werkes in gutem Bauzustande erforderlich. Indem aber große Teile des Werkes ganz unzugänglich, und andere nur beschränkt zugänglich sind, muß die Sicherheit dafür allerdings mehr in der Sorgfalt, welche auf die Herstellung verwendet wird, als durch die spätere Unterhaltung beschafft werden. Derselbe Umstand nötigt auch dazu, beobachtete kleine Schäden des Baues nicht etwa leicht zu nehmen, und die Abhilfe zu verschieben, da es nicht übersehbar ist, welchen Umfang ein kleiner Schaden selbst in kurzer Zeit annehmen kann. Dies gilt allgemein, sowohl für die im Straßengrunde, als die auf den Grundstücken und in den Gebäuden bestehenden Leitungen. Weil beide Gruppen von Leitungen ein Ganzes bilden, mithin Mängel der einen Gruppe auf die andere übergreifen können, müßte auch die Sorge für den guten Bauzustand der beiden Gruppen in einer Hand vereinigt sein. Da jedoch die dauernde Ueberwachung von Einrichtungen auf Privateigentum durch Dritte als ein Eingriff in Privatrechte aufgefaßt werden kann, und besondere Schäden, die aus mangelnder Ueberwachung der Haus- und Grundstücksleitungen der Oeffentlichkeit erwachsen, nicht leicht nachweisbar sind, so bleibt herkömmlich die Sorge für letztere den Eigentümern überlassen. Die Gemeinde (Ortspolizei) übt eine gewisse Aufsicht nur bei der ersten Anlage aus (vergl. darüber im § 432), und behält sich höchstens das Recht des jederzeitigen Zutritts und der Untersuchung des Zustandes der Leitungen auf Privateigentum, und häufig selbst nicht einmal das vor. Es würde in hohem Grade erwünscht sein, wenn, hierüber hinausgehend, die Gemeinde (Ortspolizei) wenigstens die dauernde Ueberwachung derjenigen Leitungsteile, die im Boden der Grundstücke liegen, ausübte, da an dem Zustande dieser Teile oft erkennbar ist, ob die dahinter liegenden Hausleitungen sich in gutem oder schlechtem Zustande befinden, ob sie zweckgemäß oder zweckwidrig benutzt werden. Jedenfalls sollten die Eigentümer gehalten sein, von etwaigen Störungen im Betriebe der Hausleitungen der Verwaltung der Kanalisationswerke Anzeige zu machen, bezw. das Recht benutzen, von derselben in solchen Fällen sich beraten zu lassen, da ohne das, durch Heranziehung unsachverständiger oder ungeschickter Arbeiter, leicht größerer Schaden an den Leitungen angerichtet wird.

Bei den zu Tage liegenden Teilen der Anlage, den oberen Enden der Einstiegeschäfte, Sinkkästen, Lampenlöchern u. s. w. ist die Ueberwachung leicht, und wesentlich vom Standpunkte der Verkehrssicherheit in den Straßen auszuführen. Anders bei den unterirdischen Leitungen, den besteigbaren und nicht besteigbaren. Bei diesen geben sich bauliche Schäden oft nur an Bewegungen (Sackungen) der Straßen- u. s. w. Flächen über den Leitungen zu erkennen, auf welche Vorgänge daher ein wachsames Auge zu richten ist. Hat aber das Straßenpflaster eine in sich tragfähige Unterlage, so fällt dieses Kennzeichen fort, und es bleibt dann nur die Kenntnis, welche beim Betriebe der Leitungen, beim Spülen, Reinigen u. s. w. gewonnen wird. Rohrbrüche, Hineinwachsen von Baumwurzeln u. s. w., gewisse Schäden, wie z. B. Undichtheiten von Mauerfugen, oder der Stöße von Röhrenleitungen können aber dauernd verborgen bleiben und bei längerer Dauer vielleicht sehr üble Folgen mit sich bringen. Es muß daher Regel sein, jeden selbst nur geringen Schaden an dem baulichen Zustande der Leitungen nach erlangter Kenntnis sofort zu beseitigen, bei besteigbaren Kanälen auch den Fugenverstrich beständig in gutem Zustande zu erhalten, schadhaft gewordene Steine auszuwechseln, etwaige Risse im Mauerwerk zu dichten, Unebenheiten der Sohle auszugleichen und Ähnliches mehr.

§ 452. Der Betrieb einer Kanalisationssanlage umfasst alle Arbeiten, die zur Abhilfe von Störungen des Abflusses, zur Reinhaltung der Leitungen, zum Räumen und Reinigen der Straßensinkkästen und Sandfänge, und zur Fortschaffung der aus diesen, sowie aus den Leitungen entfernten Mengen von Schmutzstoffen, zur Bedienung der Spül- und Lüftungseinrichtungen (auch der Entlüftungseinrichtungen von Heber- und Druckleitungen) u. s. w. erforderlichen Verrichtungen und Arbeiten; auch der Betrieb von etwa vorhandenen Pumpwerken rechnet dazu, dessen Art und Weise jedoch so sehr von den Besonderheiten des Werkes abhängig ist, daß er zu allgemeinen Betrachtungen keinen Raum läßt.

Die Ausführung dieser und sonstiger Leistungen des Betriebes muß, um günstige Ergebnisse zu liefern, in einer bestimmten Ordnung geschehen, die nach dem Umfange des Werkes allerdings sehr verschieden sein kann; je größer dasselbe, um so feiner läßt sich die Ordnung durchbilden, und um so sicherer ist darauf zu rechnen, daß der Betrieb keine Einzelheit unbeachtet läßt, kein irgendwo auftretender Mangel seiner Wahrnehmung entgeht, auch rechtzeitig Abhilfe findet, und umgekehrt.

Die einzuführende Ordnung muß den Besonderheiten der Anlage, bezw. einzelner Teile derselben genau angepaßt werden. Während z. B. in Kanälen mit guten Gefällen und zweckmäßigen Profilformen die Reinigungsfristen ein paar Monate betragen können, müssen dieselben bei Kanälen mit schwachen Gefällen u. s. w. auf 1 Monat und weniger herabgesetzt werden. Bei Sinkkästen und Einstiegeschäften mag die Räumung in 1wöchentlichen Zeitabständen geboten sein.

Als Beispiel einer zweckmäßigen Betriebsordnung folgt das Wesentliche aus der bei den Berliner Kanalisationsswerken in Uebung stehenden: In jedem der bisher ausgebauten 11 Radialsysteme, deren Gebietsgröße zwischen 273 und 797 ha schwankt, ist zum Räumen der Sinkkästen, zum Reinigen, Spülen u. s. w. der Kanäle ständig ein Personal von 2—4 Aufsehern und 6—12 Arbeitern in Thätigkeit. Jeder Aufseher ist Vorgesetzter einer der Größe seines Bezirks entsprechenden Anzahl von Arbeitern, und ein Aufseherbezirk umfaßt etwa 25000—38000 m Straßenleitungen, an und in welchen 450—680 Straßensinkkästen, 850—550 Einstiegeschäfte und 1500—2000 Grundstücksanschlüsse (entsprechend 1000—1200 Grundstücken und der Einwohnerzahl von etwa 85000) vorkommen. Dem Aufseher liegt die Sorge für die Instandhaltung der Arbeitsgeräte ob; er hat über die Mengen des verbrauchten Spülwassers, sowie des aus den Kanälen entfernten Sandes u. s. w. Buch zu führen; er hat die Straßen- und Anschlußleitungen zu über-

wachen, Betriebsstörungen an denselben abzuheften, die Spülungen der Straßenleitung zu beaufsichtigen; er muß mit den ihm unterstellten Arbeitern die Kanäle begehen, beim Reinigen der Rohrleitungen mittelst Durchziehen von Wischern (Bürsten) u. s. w., sowie bei dem Entfernen von Sand u. s. w. aus den Leitungen, Einsteigeschächten und Sinkkästen zugegen sein, und bei allen Vorrichtungen selbst Hand mit anlegen.

Fig. 497.

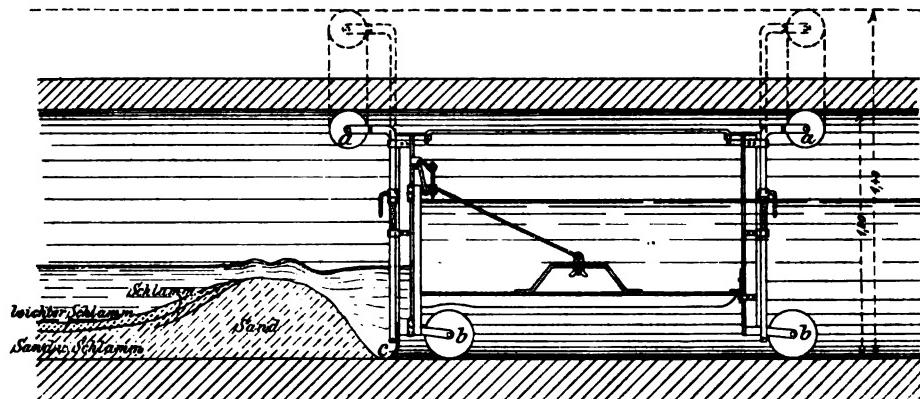


Fig. 498.

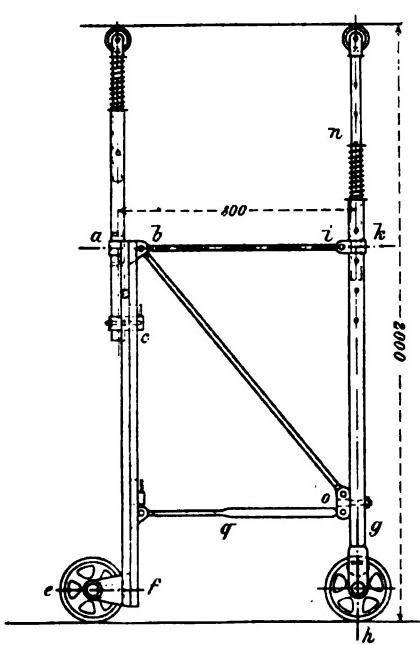
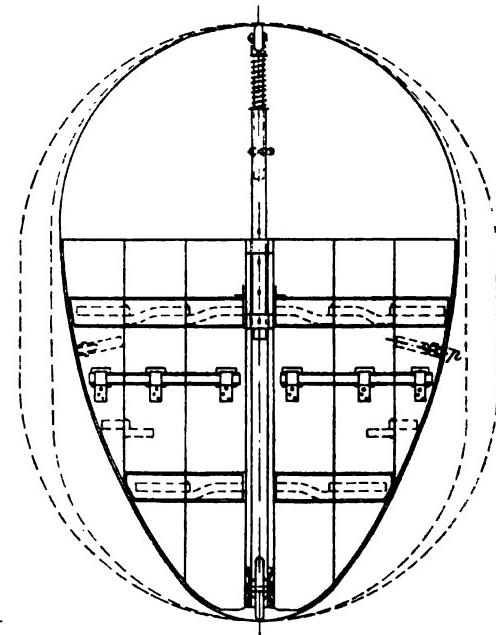


Fig. 499.



Die Verteilung der Arbeiten auf die Wochentage ist im allgemeinen so geordnet, daß an 3 Tagen die Rohrleitungen gespült, an 1 Tag die besteigbaren Kanäle begangen, und in 8 Nachschichten die Rohrleitungen mittelst des Durchziehens von Wischern gereinigt werden. Bei dieser Einteilung der Arbeit ergiebt sich die Spülung der einzelnen Leitung in Zeitabständen von etwa 12 Tagen und die Begehung, nebst Reinigung jedes einzelnen Kanalstranges, in solchen von etwa 20 Tagen, während die Reinigung der Rohrleitungen, je nach dem Zustande derselben, der von der Art der in sie entwässernden Häuser abhängt, in kürzeren oder längeren Zwischenräumen geschieht.

Das Begehen und Reinigen der Kanäle erfolgt in der Weise, daß dem mit der Laterne voranschreitenden Aufseher zwei Arbeiter in kurzen Abständen folgen. Ersterer wühlt mit den in langen Stiefeln steckenden Füßen die lockeren Ablagerungen (nicht den fest gelagerten Sand) auf, der folgende Arbeiter schiebt jene mit einer hölzernen Schaufel vorwärts, und der zweite Arbeiter kehrt mit einem Besen nach. Ein dritter Arbeiter, der an der Oberfläche geblieben ist, öffnet, dem unterirdischen Zuge vorangehend, die Deckel der Einstiegschächte, bzw. schließt dieselben demnächst wieder, und ein vierter Arbeiter ist am Sandfang der Pumpstation

Fig. 500.

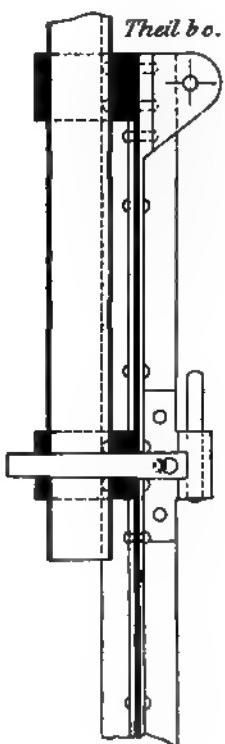


Fig. 501

Punkt o.

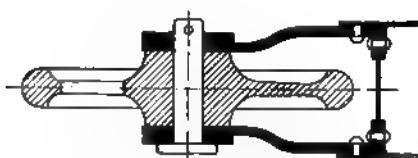
Fig. 502.

Theil ab.

Fig. 503.



Fig. 504.

Schnitt e f.

dabei beschäftigt, die Gitter von herztreibenden Papier- und Zengresten u. s. w. frei zu halten. Das Herausschaffen von Sand aus den besteigbaren Kanälen geschieht zur Nachtzeit und in so langen Zeitabständen, daß sich darin eine etwa 15 cm hohe Schicht auf der Kanalsohle gebildet hat; obenauf liegende leichte Schmutzteile werden mit dem Fuß aufgewühlt und fortgespült. Je zwei Arbeiter tragen auf Stangen den von einem fünften Arbeiter in Kübel (von etwa 25 l Inhalt) geschaukelten Sand, und zwei weitere Arbeiter heben die Kübel an Tauenden zur Oberfläche.

Das Spülen der Leitungen erfolgt (mit Wasser aus der Druckleitung) durch Aufstau in den Schächten (vergl. Fig. 408—410), je nach Erfordernis mit ein- oder mehrmaliger Schachtfüllung. Vor und während der Spülung öffnet ein Arbeiter die Deckel der Einsteigeschäfte und wählt die auf der Schachtsohle stattfindenden Ablagerungen auf, damit dieselben weiter abwärts geführt werden; er hat außerdem die etwa durch Schmutz verstopften Deckelöffnungen frei zu machen, damit die Luftbewegung durch dieselben nicht stockt.

Um Röhrenleitungen mittelst Wischer zu reinigen, läßt man durch die betreffende Strecke einen leichten Schwimmer gehen, an welchem eine dünne eingeklebte Bindfadenschnur befestigt ist; um den Schwimmer sicher durchzutreiben, wird gleichzeitig Leitungswasser eingeführt. An den, am unteren Ende angelangten Bindfaden wird ein geteertes Tau geknüpft, alsdann zum oberen Ende gezogen, und nun an demselben der Wischer befestigt. Damit aber beim etwaigen Reißen des Taus der Wischer nicht stecken bleibe, wird auch in das zweite Ende des Wischers ein ebensolches Tau eingeknüpft. Das Durchziehen des Wischers, von welchem mehrere Größen vorhanden sind: kleinere, die zuerst durchgezogen werden, und größere danach, erfordert die Kraft des Aufsehers und zweier Arbeiter, welche in der Straße stehen, da das Tau über Rollen geführt ist. Von zwei weiter anwesenden Arbeitern steht der eine am oberen Ende der Strecke, führt das zweite Tauende und regelt den Spülwasserausfluß; der zweite, am unteren Ende befindliche, geht, mit einem Kübel versehen, in den Einsteigeschacht, um den herzugespülten Schmutz zur Oberfläche zu schaffen.

Die Leistung des Wischers ist darauf beschränkt, die Schmutzmengen, namentlich festgelagerten Sand, zu lockern, da die Fortbewegung durch Spülwasser bewirkt wird. Die Wischer sind aus Holz mit Besatz aus Piazzavafaser hergestellt und nach Fig. 505 und 506 gestaltet.

Fig. 505

Fig. 506.



Seit einer Reihe von Jahren ist die beschriebene Arbeitsweise durch Einführung mechanischer Apparate wesentlich vervollkommen worden. Zur Reinigung der Kanäle werden Schilder, Fig. 497 bis 504, aus Brettern benutzt, die durch Scharniere verbunden sind, und das Profil des Kanals etwa bis Kämpferhöhe füllen, abgesehen von einem kleinen Ausschnitt an der Kanalsohle. Die Schilder, von welchen mehrere Größen vorhanden sein müssen, die aber auch selbst zur Vergrößerung und Verkleinerung eingerichtet sein können, und daher innerhalb gewisser Grenzen bei kleineren und größeren Kanälen benutzbar sind, wenn nur die Kanäle einerlei Typus aufweisen, haben seitliche Führungsräder. Dieselben sind an einem Eisengestell montiert, das vorn und hinten durch eine Rolle getragen wird; die Rollenräder sind durch eine Spiralfeder zum Verlängern und Verkürzen eingerichtet, und haben auch im Kopfe Rollen, so daß der Schild sowohl seitlich als unten und oben an der Kanalwand geführt ist. — Bei einer vereinfachten Bauweise ist das Gestell auf eine Rollenstütze und eine Strebe zurückgeführt, die nur im Fußende eine Rolle hat. Wenn der Schild vor dem Wasserstrom in einen Kanal eingeführt wird, so erfolgt hinter demselben Aufstau, infolge wovon sich eine heftige Durchströmung des kleinen Ausschnitts am unteren Ende des Schildes ergibt, welche Ablagerungen auf der Kanalsohle löst und vor sich her zum nächsten Einsteigeschacht treibt. Die Fortbewegung wird dadurch erleichtert, daß am Fuße des vorderen Rollenträgers ein vorausgehender Sporn (c in Fig. 497) angebracht ist.

Nach einem ähnlichen Prinzip sind in Berlin auch Apparate zum Reinigen von Röhrenleitungen gebaut, nur daß bei diesen nicht Rollen, sondern Kugeln zur Anwendung kommen. Zwei oder drei Kugeln werden von einem eisernen kastenartigen Gehäuse halb umschlossen, das gleichzeitig auf denselben ruht, und an dessen beiden Enden Stirnbretter befestigt sind, die sich dem Röhrenprofil eng anpassen. An der Unterseite haben die Stirnbretter, gleich den vorhin beschriebenen Schilden, einen Ausschnitt. Die ganze Konstruktion bildet eine Art Wagen, der mit einer durchgehenden Zugstange versehen ist, in welche an beiden Enden ein Tau eingeknüpft

wird. Bei diesen Apparaten wirken die Kugeln, die Stirnbretter und die Spülkraft des Wassers bei der Reinigung der Rohrwand zusammen.

Die Konstruktion des Schildes nebst Wagen insgesamt und in Einzelheiten geht aus den mitgeteilten Figuren hervor; in denselben ist auch erkennbar gemacht, wie derselbe Apparat

Fig. 507.

Fig. 506.

Fig. 509.

Fig. 510.

für verschiedene Profilgrößen eingestellt werden kann, und wie sich die vorwärts geschobenen Massen ihrer Schwere nach übereinander lagern. Ueber die Einrichtung des Apparates zur Reinigung von Röhrenleitungen geben die Fig. 507—509 Auskunft; um die Fortbewegung des Apparates zu erleichtern, sind an beiden Enden vor den Kugeln kleine, vorausgerichtete Sporne (Fig. 509) angebracht. —

Ein Apparat, der nur die Befreiung der Abwasser von den an der Oberfläche fortbewegten Schwimmstoffen zum Zweck hat, ist von Berger angegeben worden. Nach Fig. 510 besteht derselbe aus einem Rohr, das sich nach unten trichterförmig fortsetzt, und oben in einem luftdichten Behälter endigt. In dem Rohr ist ein Schieber angebracht, und der Trichter hat an der einen Seite einen Ansatz, welcher die Einführung der Schwimmstoffe befördern soll. Wird mittelst einer Luftpumpe oder durch Wasserfüllung der Behälter luft leer gemacht, nachdem der Apparat, wie in der Figur angegeben, in den Kanal eingesetzt ist, so steigen mit dem Wasser die Schwimmstoffe zum Behälter auf, sammeln sich in demselben und können durch einen Anschlussstutzen (eventuell mit Schlauch), der zu einem Behälter führt, ausgelassen und abtransportiert werden. Der Apparat würde seinen ständigen Platz nahe dem unteren Ende des Kanalnetzes oder auch an anderen Stellen, welche von größeren Mengen Schwimmstoffen passiert werden, erhalten.

§ 453. Zur Reinigung von Kanälen mit sehr großem Profil, in welchem Spülkraft allein nicht ausreichen würde, und die regelmäßig vorhandene Wassertiefe die Bewegung von Menschen, bezw. die Beseitigung von Ablagerungen unmöglich macht, bedarf der beschriebene Schildapparat gewisser Abänderungen, teils um demselben ge-

nützende Standfähigkeit zu sichern, teils zur Vervollständigung seiner Bewegungseinrichtungen. Man benutzt alsdann als Träger desselben entweder ein Schiff oder einen Wagen; der Schild wird auch schräg gegen den Strom gerichtet eingehängt, und zwar so, daß durch Schraube und Kettenzug die Neigung zwischen 0 und 90° beliebig verändert werden kann. Auf der Plattform des Schiffs oder Wagens befindet sich ein Sitz für den Steuermann, der zum Regeln der Geschwindigkeit eine Bremse oder ein anderes Hemmwerkzeug zur Verfügung hat. Die Räder des Wagens müssen Spurkränze erhalten und laufen entweder auf Schienen oder auf den Saumschwellen der Sohlenrinne des Kanals.

Diese Apparate sind dadurch im Nachteil gegen die oben beschriebenen, daß sie nicht im ganzen in die Kanäle hinein- und herausgeschafft werden können, sich auch ungleichen Profilgrößen nicht so leicht anpassen lassen wie jene. Sie müssen daher dauernd in der betreffenden Kanalstrecke verbleiben, und für Zeiten, wo sie außer Benutzung sind, in seitlich gelegenen Kammern untergebracht werden; in denselben sind Einrichtungen zum Hochheben bezw. Herausheben des ganzen Apparats zu treffen.

In den Pariser großen Hauptsammeln werden Schildapparate, die auf Schiffen montiert sind, benutzt, in den Kölner großen Sammlern Schildapparate auf Wagen; die Räder derselben sind zur Vermeidung von Stößen mit Gummireifen bezogen, welche einen Spurkranz haben, doch nicht auf Schienen, sondern auf den steinernen Saumschwellen der Sohlenrinne laufen. Auch in den Brüsseler großen Sammlern werden Schildapparate benutzt; hier wird jedoch, so viel bekannt, die Kraft zur Fortbewegung nicht vom Wasserstrom gestellt, vielmehr ein mechanisch angetriebenes Seil ohne Ende als Bewegungsmechanismus verwendet.

Hat man Druckwasser zur Verfügung und darf man (nach Beschaffenheit der Rohrleitung) dasselbe benutzen, so ist zum Reinigen von Röhrenleitungen unter Umständen ein Apparat verwendungsfähig, den man in England zum Reinigen verschmutzter Wasserleitungsröhren angewendet hat. Derselbe besteht aus einem Hohlkörper, welcher zur Einwirkung des Druckwassers hinten offen ist, und dessen größter Durchmesser sich der Weite der betreffenden Leitungsstrecke anpaßt; an dem vorderen spitzen Ende trägt der Hohlkörper Sporne oder Schnieden oder Schabewerkzeuge. Ob es ratslich ist, den Apparat ohne ein Tau am Vorder- und Hinterende in eine Röhrenleitung einzuführen, kann nur bei genauerer Kenntnis von dem Zustande derselben entschieden werden*).

Wo keine maschinellen Einrichtungen zur Reinigung von Abflusstörungen in Röhrenleitungen zu Gebote stehen, hilft man sich mit Spülungen allein, oder unter Mitbenutzung von Wischern der beschriebenen Art, die im allgemeinen bei Beseitigung von nassem Schmutz vorzügliche Dienste leisten. Bei angetrocknetem Schmutz kann man den Holzkörper des Wischers anstatt mit Bürste mit Schleiffedern versehen. Zur Beseitigung grober Abflusshindernisse oder Verstopfungen läßt sich zuweilen mit Erfolg ein aus Einzellängen zusammengeschraubtes eisernes Gestänge benutzen, das am Vorderende mit einem Schneidwerkzeug ausgestattet ist.

Die Benutzung von mechanischen Apparaten zur Reinigung, insbesondere von Thonröhrenleitungen, kämpft mit dem Uebelstande, daß die Rohrform gröbere Ungenauigkeiten aufweist, oder Blasen- und andere Gebilde aus der Fläche heraus treten, oder an den Stößen kleine Absätze vorkommen, oder durch Bodenbewegungen, nachträgliches Einsetzen von Anschlußstutzen, fehlerhaftes Verlegen der Rohre, oder aus sonstigen Gründen Ungenauigkeiten vorhanden sind, welchen der mechanische Apparat nicht leicht folgen kann. Auch mögen schon Stellen, wo wegen Zusammen-

*) Vergl. Henderson, On the Removal of Corrosion from Water-Mains; Exc. Min. of Proceed. of the Inst. of Civ. Engin. London 1894.

führung von zwei Leitungen Querschnittserweiterungen vorliegen, Hindernisse für die Fortbewegung eines Apparats bilden. Man hat sich bemüht, mit Federn ausgestattete Apparate zu ersinnen, mittelst welcher solche Hindernisse überwunden werden sollen; es ist dem Verfasser nicht bekannt, ob und in wie weit sich dieselben bewährt haben. Im allgemeinen darf man auf solche Apparate aber kein großes Vertrauen setzen, muß vielmehr streben, durch größte Sorgfalt beim Bau von Röhrenleitungen dem Eintritt von Abflußhindernissen entgegenzuarbeiten, um nicht in die Gefahr zu geraten, öfter zur ultima ratio: der Aufgrabung an den betreffenden Stellen, greifen zu müssen. Die ungefähre Festlegung solcher Stellen erfolgt gewöhnlich durch Einführung eines mit Schnur verbundenen Schwimmers in das obere Ende der betreffenden Leitungsstrecke.

Mittelst der oben beschriebenen Apparate ist bei Kanälen von großem Querschnitt nur die Reinigung des von Wasser ständig benetzten unteren Teils der Wände erreichbar; auch die Wirkung von Spülungen ist hierauf beschränkt. Oberhalb des Wasserspiegels findet daher Antrocknung von verspritzten Schmutzteilen und Staub, der mit der Außenluft eindringt, statt. Bei größerer Sorgfalt in der Reinhaltung der Kanäle wird man daher die oberen Wandflächen derselben zeitweilig besonders reinigen müssen; dies geschieht am besten durch Bürsten und Abspülung.

Bei Druckleitungen (wie in Dükern) muß die Reinhaltung der Wände durch größere Geschwindigkeit des durchfließenden Wasserstroms gesichert werden; die Geschwindigkeit von etwa 1 m scheint (beispielsweise nach Erfahrungen, die an den Druckrohren der Berliner Entwässerung gemacht sind) hierzu, selbst bei Führung von stark verunreinigtem Wasser, zu genügen. Bei Druckleitungen, die für gewöhnlich langsamer durchflossen werden, muß die Möglichkeit vorgesehen werden, die Durchflußgeschwindigkeit zeitweilig zu vergrößern, eventuell unter Benutzung von Zwischenauslässen.

Heberleitungen werden sich im allgemeinen weniger rein halten als Druckleitungen; bei ihnen ist daher Spülung zu Hilfe zu nehmen; übrigens ist besondere Glätte der Wand für den Zweck der Reinhaltung von Wichtigkeit. Ueber eine geeignete Spileinrichtung vergl. Fig. 223.

§ 454. Sinkkästen sollten möglichst allwöchentlich ausgeräumt werden. Aus solchen ohne beweglichen Schlammfang werden die abgelagerten Schmutzmassen gewöhnlich mittelst Eimer oder Baggerschaufeln zur Oberfläche befördert; große Sinkkästen, wie sie in älteren Anlagen wohl vorkommen, sind besteigbar, um die Schmutzmassen direkt herausnehmen und — vielleicht mittelst eines sogenannten Haspels — in Kübeln an die Oberfläche zu bringen. Solche Reinigungsweisen sind sehr mangelhaft und die derartig behandelten Sinkkästen daher in der Regel in üblem Zustande, so daß sie arge Geruchbelästigungen hervorrufen. Der Zustand ist um so schlimmer, wenn die Reinigung nicht in festen Zeitabständen, sondern „nach Bedürfnis“ erfolgt; das Mindeste, was bei solchen Sinkkästen zu fordern ist, sollte daher die Einführung fester Räumungsfristen sein. Besser ist die Vermeidung solcher Konstruktionen, bezw. die allmäßliche Ersetzung derselben durch Sinkkästen mit beweglichem Schlammfang. Um aber bei diesen die Räumungsdauer auf kürzeste Zeit zu beschränken und Beschmutzungen der Straße mit ihren Folgen zu vermeiden, empfiehlt sich die Benutzung von Wagen, an welchen Ausleger (oder kleine Kräne) angebracht sind, mittelst deren der Kübel aus der Tiefe des Sinkkastens rasch nach oben befördert, und in einen Wagen mit dicht verschlossenem Kasten entleert werden kann, um rasch abgespült oder, durch einen zweiten Kübel ersetzt, wieder hinabgelassen zu werden.

In verkehrsreichen Straßen empfiehlt es sich, die Räumung der Sinkkästen in den Nachtstunden auszuführen; doch setzt dies wegen des mangelhaften Lichts Vollkommenheit der Einrichtungen, wie sie oben angedeutet ist, voraus. Gegen Beschmutzungen der Straße ist bei jeder Räumungsweise das Mögliche vorzukehren.

Bedeutung im gesundheitlichen Sinne besitzt noch die Art und Weise, wie die aus den Leitungen, Einstiegeschächten, Sinkkästen, Sammelschächten, Sandfängen u. s. w. entfernten Schmutzmengen beseitigt werden. Jedenfalls dürfen sie nicht in der Nähe von Wohnungen, oder öffentlichen Wegen, oder an den Ufern von offenen Gewässern abgelagert werden. Am einfachsten ist sofortige Benutzung zur Landdüngung; das Genauere hierzu wird sich den besonderen Einrichtungen, welche für Beseitigung anderer fester Abfallstoffe (Kehricht, Fäkalien u. s. w.) bestehen, anpassen müssen.

Haben die Einstiegeschächte Schlammsäcke von nur einiger Tiefe, so sollten sie immer gleichzeitig mit den Sinkkästen gereinigt werden, da die Abbaggerungen in beiden von etwa gleichartiger Beschaffenheit sind, und eine gewisse Zusammenfassung der Arbeit den Verkehr weniger belästigt, ferner wirtschaftliche Vorteile mit sich bringt, und auch vom gesundheitlichen Standpunkt den Vorzug verdient.

§ 455. Die Gesundheit der im Kanalisationsbetriebe beschäftigten Arbeiter muß gegen Gefahren, welchen sie ausgesetzt sind, geschützt werden. Teils handelt es sich dabei um den allgemeinen Gesundheitsschutz, teils um Sicherheit gegen spezielle Gefahren, denen solche Arbeiter unterworfen sind. Letztere können entweder so beschaffen sein, daß sie äußere Verletzungen zur Folge haben, oder auch so, daß sie in Lebensbedrohung bzw. Lebensverlust, ohne daß äußere Verletzungen stattfinden, auslaufen.

Bei den Maßregeln des allgemeinen Gesundheitsschutzes ist sowohl an Erwerbung von Infektionskrankheiten als langsame Schwächung der Gesundheit, infolge der dauernden Berührung mit Schmutzstoffen — wobei die Reinlichkeitspflege zu kurz kommt —, als an das ständige Einatmen von Luft anormaler Beschaffenheit zu denken. Diese ungünstige Beschaffenheit der äußeren Umstände, in welcher Kanalisationarbeiter sich befinden, legt den Gedanken nahe, daß bei denselben eine besondere Disposition zur Erwerbung von gewissen Infektionskrankheiten hervorgerufen werden möchte.

Die hier auftretenden Fragen können nur durch längere genaue Beobachtung ihre Beantwortung finden. Die bisherigen, bereits ziemlich langen Erfahrungen lehren nun, daß in Kanälen, die mit gut geordneten Lüftungseinrichtungen ausgestattet sind, die darin dauernd thätigen Arbeiter von Infektionskrankheiten nicht in höherem Maße bedroht sind als sonstige Arbeiter, und auch keinen schlechenden Gesundheitsgefahren in auffälligem Grade unterstehen. Sie können bei normaler Körper- und Gesundheitsbeschaffenheit ihren Dienst durch lange Jahre ohne Beschwerden versehen, wenn sie nur zeitweilig mit der Arbeit wechseln, und es übrigens nicht an den nötigen Vorsichtsmaßregeln fehlen lassen, als da sind: passende Begrenzung der Arbeitsdauer, allgemeine Reinlichkeitspflege, Schutz gegen Erkältungen, Sicherung gegen Einatmen von giftigen Gasen, Vermeiden innerhalb der Kanäle, oder mit nicht reinen Händen und Geräten Nahrung zu sich zu nehmen u. s. w. Was an Kanalarbeitern bemerkt wird, ist, daß dieselben bei monatelanger Thätigkeit „schlaff werden“, ein Anzeichen, das zur zeitweiligen Ergreifung anderer Arbeit — wofür fast in jedem, wenn auch nur kleinen Kanalisationsbetriebe Gelegenheit geboten sein wird — auffordert. Die Erscheinung des Schlaffwerdens findet in den allgemeinen Verhältnissen, unter welchen die in den Kanälen

beschäftigte Arbeiter ihre Thätigkeit ausüben, eine zureichende Erklärung. Teils ist es die dauernde Entbehrung des Sonnenlichts, teils das lange Verweilen in mit Feuchtigkeit gesättigter Luft, vielleicht auch häufiges Erdulden von lebhaftem „Zug“, die dieselbe bewirkt. Zum Schutz gegen Erkältungskrankheiten trägt es wesentlich bei, wenn den Arbeitern eine geeignete Bekleidung von der Verwaltung geliefert, und der Zustand derselben von ihr überwacht wird. Gegen das Einatmen stärker verunreinigter Luft müssen die Arbeiter sich dadurch schützen, daß sie beim Verweilen in einer Kanalstrecke für Oeffnung der in derselben bestehenden Verbindungen mit der Außenluft (Schachtdeckel, Lampenlöcher u. s. w.) sorgen, vor dem Betreten einer besonders verdächtigen Strecke vielleicht auch für kurze Dauer einen kräftigen Spülstrom hindurchgehen lassen.

Aeußere Verletzungen sind denkbar sowohl beim Umgehen mit Geräten und künstlichen Apparaten und Einrichtungen in engem, mangelhaft erleuchtetem Raum als auch beim Passieren von Absätzen in der Kanalsohle, oder von Querschnitts- oder Richtungsänderungen der Kanäle, ebenfalls beim Besteigen und Verlassen von Einstiegeschächten. Es ist, wie an einigen betreffenden Stellen im Text bereits hervorgehoben wurde, beim Bau der Kanäle alles vorzukehren, was zur Vermehrung der Sicherheit der später im Betriebe des Werks zu beschäftigenden Arbeiter beitragen kann; von derselben Rücksicht muß auch die Konstruktion aller Werkzeuge, Apparate und maschinellen Einrichtungen beherrscht sein. Endlich ist an Stellen, die in besonderem Maße Gelegenheit zu Unfällen geben, für gute Beleuchtungseinrichtungen zu sorgen. Freilich ist alles, was geschieht, leicht unzureichend, wenn die Verwaltung durch die Arbeiter selbst nicht insoweit unterstützt wird, daß diese für den eigenen Schutz alles dasjenige thun und unterlassen, was bei nur gewöhnlicher Vorsicht und bei nur geringem eigenen Nachdenken gethan werden, bezw. unterbleiben muß.

Ueber die beobachtete anomale Zusammensetzung von Kanalluft (hoher CO₂-Gehalt, verminderter O-Gehalt) und Vorkommen anderer fremder Gasarten in der Kanalluft vergl. die Angaben in den §§ 68, 69 und 73. CO₂ und SH₂ können rasch Erstickung hervorrufen, Sumpfgas bei Luftpurtitt Explosionen. Letztere Erscheinung dürfte nur sehr selten beobachtet sein; SH₂ kann bei seiner großen Affinität zum Sauerstoff nicht leicht bestehen bleiben; es wird sich daher in Kanälen fast nur um örtliche größere Ansammlungen von CO₂ handeln, neben vielleicht einer geringen Menge von SH₂, die freilich der weitaus gefährlichere Teil ist.

Um Gefährdungen, die örtlich aus übermäßigen Ansammlungen von giftigen Gasen in Kanälen und Einstiegeschächten für die Arbeiter entstehen können*), zu vermeiden, müssen dieselben die Vorsichtsmaßregel beobachten, einen Kanal erst zu betreten, nachdem derselbe während einer kleinen Zeitdauer geöffnet gewesen ist; auch muß vorher nicht nur der zum Besteigen benutzte Schacht, sondern auch der jedesmal vorausliegende Schacht geöffnet sein. War der Zugang während längerer Dauer etwa nicht geöffnet worden, so ist die weitergehende Vorsicht anzuwenden, vor dem Einstiegen ein Licht hinabzulassen, dessen Verhalten ein sicherndes Kennzeichen abgibt. Um aber die Gefahr der Entstehung einer Explosion von etwa anwesendem Sumpfgas infolge Einführung einer Flamme zu vermeiden, ist es besser, eine Auswechselung der Luft dadurch hervorzurufen, daß man mit einem Handblasbalg hineinbläst, oder einen Druckwasserstrahl einführt, oder auf irgend eine andere geeignete Weise gewaltsam eine Lageveränderung bezw. Verdünnung der gefährdenden Gase bewirkt.

*) Der neueste bekannt gewordene Fall, daß ein Arbeiter beim Reinigen eines Einstiegeschachtes betäubt wurde, ist in Berlin zu Anfang Februar 1900 beobachtet worden.

XXXIII. Abschnitt.

Kosten.

1. Kapitel.

Anlage-, Unterhaltungs- und Betriebskosten von Stadtentwässerungen.

§ 456. Angaben über Anlagekosten (Neubaukosten) von städtischen Entwässerungen können, sofern man dieselben zur Vorausbestimmung der Kosten einer anderen städtischen Entwässerung benutzen will, immer nur den Wert von „ungefährn Anhaltspunkten“ beanspruchen. Dies ist nicht nur in dem großen Wechsel derjenigen Verhältnisse, welche unmittelbar maßgebend sind, begründet, sondern auch teilweise in Dingen, welche außerhalb der Sache liegen.

Unmittelbaren und großen Einfluß übt zunächst der Umfang der Leistungen des Werks: ob dasselbe zur Aufnahme aller Wasser (Haus- und Meteorwasser) einzurichten ist, oder nur Hauswasser abführen soll, oder ob eine Zwischenform beabsichtigt ist, bei welcher zu dem Hauswasser bestimmte Mengen von Meteorwasser (Hof- und Dachwasser) hinzugenommen werden. Ist zwischen diesen drei Möglichkeiten zu Gunsten der erstangeführten Alternative entschieden, so werden die Kosten wieder dadurch bedeutend beeinflußt: ob für alle Wasser eine gemeinsame Leitung anzulegen ist, oder ob die Meteorwasser für sich abgeführt werden, und wie groß die abzuführenden Regenwassermengen sind, bezw. ob man sich derselben auf kurzen Wegen durch Einlauf in ein offenes Gewässer entledigen kann, oder sie durch lange Strecken unterirdischer Leitungen abzuführen hat.

Weitere unmittelbar wirkende Faktoren sind: der Gesamtumfang des Werks, die allgemeine Tiefenlage der Leitungen, die Oberflächengestalt des Gebiets, die Beschaffenheit des Baugrundes, nahe oder entfernte Lage offener Gewässer, an welche Regenkanäle und Notauslässe angeschlossen werden können, und die Lage der Stellen, an welchen die gesamten Wasser, zwecks der Reinigung oder der Förderung nach außerhalb liegenden Stellen (Rieselfeldern u. s. w.) zu sammeln sind. Mäßig bewegte Geländeform wird in der Regel günstige Gefälle der Leitungen, und dadurch Profile von normaler Form und Größe bezw. normalen Anlagekosten ermöglichen, während stark bewegte Geländeform, und ebenso ganz flaches Gelände den umgekehrten Erfolg hervorbringt, letzteres, weil entweder besteigbare Kanäle in großen Längen erforderlich werden, oder künstliche Tiefpunkte zu schaffen und Fortführung der Wasser unter Benutzung von Pumpenarbeit notwendig ist. Sogenannter unreiner, oder untragfähiger, oder quelliger Grund, allgemein hohe

Lage des Grundwasserspiegels, mangelnde Standfähigkeit des Bodens, Trieb-sand u. s. w. können die Baukosten der Leitungen sehr bedeutend steigern. Ebenfalls mag dies durch Rücksichten auf die Sicherheit der an der Straße stehenden Gebäude bewirkt werden, wenn dieselben flach oder ungenügend fundamentiert sind.

Unmittelbaren Einfluß äußern ferner die Bebauungsdichte des Stadtgebiets und die Form des Straßennetzes. In einem Gebiete mit weiträumiger (sogenannter offener) Bebauung wird die Gesamtlänge der Leitungen entsprechend größer sein, als in einem Gebiet mit enger (sogenannter geschlossener) Bebauung, und es wird die durch die Mehrlänge der Leitungen verursachte Kostenerhöhung nur zu einem geringen Teile durch verminderte Profilgrößen aufgewogen, fast einerlei, ob die Anlage mit oder ohne Meteorwasser-Aufnahme ausgeführt wird. Wenn der Weit-räumigkeit der Bebauung sich größere Straßenbreiten, Lücken von einiger Aus-dehnung oder freie Plätze hinzugesellen, so mögen statt je einer Leitung in der Straße öfter zwei, mit entsprechender Kostenerhöhung, erforderlich sein; doch können durch den Ausfall größerer Flächen sich auch Ersparnisse ergeben. Andererseits mag in einem Gebiete mit engmaschigem und unregelmäßigem Straßennetz die dadurch bedingte Vermehrung der Zahl der Einstiegeschäfte und der Straßensinkkästen eine wesentliche Erhöhung der Anlagekosten mit sich bringen. — Hat das Stadtgebiet eine wenig geschlossene Form, enthält dasselbe im Innern Einschlüsse und Hindernisse, welche umgangen werden müssen, und größere Einrisse in die Umfangslinie, zerfällt dasselbe vielleicht durch Dazwischenreten von Wasser-zügen oder durch künstlich entstandene Trennungen in mehrere Teile, die eine ge-wisse Selbständigkeit in der Lösung der Entwässerungsaufgabe notwendig machen, so tritt dadurch jedenfalls eine Kostenvermehrung ein.

Von außerhalb der Sache liegenden Faktoren kommen die Beschaffenheit des Straßenpflasters, insbesondere aber die Verkehrsgröße der Straßen, die etwaigen vorübergehenden Einrichtungen, welche zur Entfernung des Straßen- und Hauswassers während der Bauzeit zu treffen sind, in Betracht. Bei Straßenpflaster von einer gewissen Vollkommenheit erfordern der Aufbruch und die demnächstige Wiederherstellung vielleicht sehr viel höhere Kosten, als dieselben Arbeiten bei geringer Pflasterbeschaffenheit verschlingen. Und großer Verkehr, der länger dauernde Beschränkungen nicht verträgt, kann zur Anlage von zwei Leitungen anstatt einer, welche genügen würde, wie ebenso zur Wahl besonderer Bauweisen (Tunnelbau u. s. w.) mit entsprechender Kostenerhöhung Anlaß werden, abgesehen noch von den Kosten der für den Verkehrsschutz erforderlichen Sicherheitsvor-kehrungen. — Der Umfang des Werkes spielt insofern eine Rolle, als er sowohl die Ausnutzung des Arbeitsapparates als auch die sogenannten allgemeinen Kosten (Bauleitung, Bauaufsicht, Bureaukosten u. s. w.) in der Weise beeinflußt, daß der Prozentsatz der betreffenden Kosten bei einem Werke geringen Umfangs höher ist als bei einem größeren Werk. Zeitliche Zerlegung der Ausführung in mehrere Teile wirkt jedenfalls verteuert.

Die Fälle, daß entweder Rohrkanäle grundsätzlich vermieden, nur gemauerte oder Betonkanäle zugelassen werden, wie ebenso der andere, daß es möglich ist, alte vorhandene Leitungen in die neue Anlage einzubeziehen, oder dieselben für besondere Zwecke des Werkes nutzbar zu machen, endlich der dritte Fall, daß es sich um nicht normale Anlagen handelt, muß hier außer Betracht bleiben. Ebenso-wenig lassen sich die großen Unterschiede berücksichtigen, welche örtlich in den Preisen der Hauptbaumaterialien und in der Höhe der Arbeitslöhne bestehen.

§ 457. Einigermaßen annähernd zutreffende Kostenschätzungen sind nur auf Grund der bekannten Gesamtlänge der Leitungen, und der ungefähren Profil-

gröÙe derselben aufzustellen; mit Bezug auf letztere muÙ jedenfalls bekannt sein, welcher Prozentsatz von der Gesamtlänge auf die besteigbaren und die unbesteigbaren Kanäle entfällt. Kennt man die ungefähre Zahl der Einstiegeschäfte und Straßensinkkästen, so kann man sich in der Kostenschätzung der Wirklichkeit noch weiter annähern. — In manchen Städten werden die von dem Straßenkanal bis zur Straßenflucht- oder Baufuchtslinie reichenden Stücke der Anschlußleitungen der Grundstücke auf Kosten der Stadt hergestellt; in anderen wird dies den Grundeigentümern überlassen. Da es sich dabei um bedeutende Gesamtlängen handeln kann, ist der Kostenunterschied vielleicht sehr groß. — Wenn die ganze Entwässerungsanlage bis auf einen kleinen Teil, für welchen besteigbare Kanäle notwendig sind, aus Thonrohren oder Cementrohren hergestellt wird, und wenn die Stadt geschlossene Bauweise hat, so daß vielleicht auf je 5—10 m Leitungslänge schon eine Anschlußleitung trifft, so kann der im Vergleich mit dem Preise des glatten Rohres das Doppelte bis Dreifache betragende Preis der Abzweige und Krümmer (Bogenstücke) wesentlich ins Gewicht fallen, ein Umstand, der daher schon bei vorläufigen Schätzungen berücksichtigt werden muÙ, zumal außer für die Anschlußleitungen der Grundstücke Abzweige und Krümmer auch für die Straßensinkkästen, Lampen- und Luftlöcher in groÙer Zahl gebraucht werden. — Daß Mehrkosten eines etwaigen Bedarfs an eisernen Leitungen — in tief liegenden oder anders gearteten Teilen des Gebiets im Grundwasser u. s. w. — sehr bedeutend auftreten können, ist selbstverständlich.

§ 458. Ist die Gesamtlänge der Leitungen ermittelt, und sind die vorerwähnten etwaigen Besonderheiten gebührend in Betracht gezogen, so lassen sich daraus die Durchschnittskosten von 1 m Leitungslänge und ferner die auf 1 ha des Stadtgebiets, sowohl wie auf 1 Kopf der Bevölkerung entfallenden Durchschnittskosten ermitteln. Was aber die Bedeutung der Flächeneinheit (1 ha oder ar) als Grundlage für vorausgehende Schätzungen anbetrifft, so ist an das oben Gesagte zu erinnern, wonach die Kosten in Gebieten mit weiträumiger Bebauung und breiten Straßen dieselben sein können, wie in Gebieten mit dichter Bebauung und engen Straßen, daß es sich aber in diesen beiden Fällen um Extreme handelt, zwischen welchen zahllose Fälle liegen mögen, für welche große und größte Unterschiede stattfinden. Es ist daher ersichtlich, daß Abschätzungen, welche lediglich auf der Flächeneinheit des Stadtgebiets fußen, nur eine sehr bedingte Zuverlässigkeit beigelegt werden kann. Aehnlich unsicher oder noch unsicherer sind Schätzungen, welche die Kopfzahl der Stadtbewohnerschaft als Grundlage nehmen. Hierbei ist es zunächst der Einfluß, welchen die Wohndichte übt, der aus der Angabe hervorgeht, daß in dichtest bevölkerten Stadtteilen von Großstädten etwa 1000 Menschen und noch darüber auf 1 ha Platz finden müssen, während es sich in locker bebauten kleineren Städten vielleicht um nur 100 oder wenig darüber und in Mittelstädten um 150—200 Köpfe handelt; auf die Länge der erforderlichen Leitungen mag aber selbst der Unterschied zwischen 1 und 10 nur einen geringen Einfluß äußern. Weiter will beachtet sein, daß die Kopfzahl selbst nichts Festes ist, da dieselbe mit der Zeit sich sowohl vermehren als vermindern kann, und bei den Reserven, welche jedes Kanalisationswerk notwendig enthält, dasselbe sowohl bei einer starken Vermehrung der Bevölkerung ohne Ergänzungen noch genügt, während es andererseits bei einer etwaigen Verminderung der auf die Benutzung angewiesenen Kopfzahl nicht angeht, davon etwas fortzunehmen. Es entsteht daher auch der Zweifel, auf welche Bevölkerungszahl bezogen werden soll: auf die gegenwärtige oder eine spätere, und wenn letztere eingeführt wird, auf eine größere oder eine geringere als die heutige? Grund-

sätzlich richtig würde es sein, diejenige Kopfzahl anzunehmen, für welche das Werk bei voller Ausnutzung noch eben zureichend ist. Da die so ermittelte Zahl für den Hauptzweck, um den es sich in dem Augenblicke handelt, zu welchem die Ermittlung angestellt wurde, ohne Wert ist, so ist es üblich, bei Abschätzung der Anlagekosten von Kanalisationswerken von der zur Zeit vorhandenen Bevölkerungszahl auszugehen, wogegen bei Abschätzung der späteren Betriebs- und Unterhaltungskosten, neben der heutigen unvollständigen, die volle, in der Zukunft liegende Ausnutzung des Werks in Betracht gezogen zu werden pflegt. In Badenorten hat man es mit einer im Winter vielleicht sehr geringen, im Sommer das Doppelte und Dreifache betragenden Bevölkerungszahl zu thun. Nach allem, was gesagt wurde, sind die auf die Kopfzahl gegründeten Abschätzungen noch weniger zuverlässig als diejenigen auf Grundlage der Flächeneinheit.

§ 459. Zu einer größeren Annäherung an den Kostenbetrag als nach der Flächen- oder Kopfzahl kann man auf Grund der Straßenlänge gelangen; es sind aber bisher nur wenige Zahlen bekannt geworden, die das Verhältnis zwischen Straßenlänge und Länge der unterirdischen Leitungen samt Zubehör angeben.

Nachstehend folgt zunächst eine Reihe von Angaben über Längen- und andere Zahlen, welchen diese oder jene der besprochenen Einheiten zu Grunde liegt.

11 im Ausbau vollendete Radialsysteme der Kanalisation Berlins haben eine Gesamtfläche von 5348 ha, wovon 1363 ha in Straßen und Plätzen liegen. Die Länge der Straßen in diesem Gebiet ist 507 000 m. Dasselbe enthielt am 1. April 1898 insgesamt 808 190 m unterirdische Leitungen, wovon 161 433 m = 20 % aus gemauerten (besteigbaren) Kanälen und 646 757 m = 80 % aus Thonrohrleitungen bestanden; in diesen Längen sind die Längen der Regenkanäle (Notauslässe) mit enthalten, dagegen nicht die Längen der Anschlußleitungen der Grundstücke. Die Bewohnerzahl des Gebiets war am 1. April 1898 1 744 000.

Nach diesen Angaben erreicht die Straßen- und Platzfläche 25,5 % der Gesamtfläche und berechnet sich die durchschnittliche Straßenbreite zu 27 m. Die Zahlen erweisen eine Weitläufigkeit der Bebauung, wie sie gleich groß in älteren Städten nicht häufig angetroffen wird, dabei aber die hohe durchschnittliche Bevölkerungsdichte von 826 Köpfen auf 1 ha. Es entfallen im Gesamt durchschnitt:

1. Leitungslänge auf 1 m Straßenlänge 1,59 m, wovon 0,82 m auf besteigbare Kanäle und 1,27 m auf Thonrohrleitungen kommen;
2. Leitungslänge auf 1 ha des Stadtgebiets 151 m, mit 30 m Kanallänge und 121 m Thonrohrleitung;
3. Leitungslänge auf 1 Kopf der Bevölkerung 0,46 m, mit 0,09 m Kanallänge und 0,37 m Thonrohrleitung;
4. 1 Sinkkasten auf 53 m Leitungs- oder 36 m Straßenlänge;
5. 1 Einsteigeschacht auf 84 m Leitungs- oder 57 m Straßenlänge;
6. 1 Lampenloch auf 375 m Leitungs- oder 250 m Straßenlänge.

Die Leitungslänge ist, weil viele Doppelleitungen vorkommen, im Vergleich zur Straßenlänge groß, im Vergleich zur Gebietsgröße mäßig, im Vergleich zur Kopfzahl gering. Das Verhältnis der Längen zwischen besteigbaren und nicht besteigbaren Kanälen ist günstig; an vielen anderen Orten in der Ebene oder mit entfernter Lage offener Gewässer wird dasselbe höher sein. Die Zahlen über Sinkkästen, Einsteigeschächte und Lampenlöcher können als „normale“ gelten. Das Bild erfährt aber Änderungen, wenn man einige der Verhältniszahlen, anstatt auf das Gesamtgebiet der Stadt, auf die einzelnen der 11 Radialsysteme bezieht. Es zeigt sich dann, daß die auf 1 ha entfallende Leitungslänge zwischen 100 und 270 m wechselt, die Längen der besteigbaren Kanäle zwischen 12 und 80 %, und die Längen der Röhrenleitungen zwischen 88 und 70 % der Gesamtlänge der Leitungen wechseln. Beim Eingehen auf noch kleinere Bezirke würden sich die Wechsel naturgemäß noch größer herausstellen.

In dem 723 ha umfassenden Teile von Charlottenburg, welcher bisher kanalisiert ist, liegen insgesamt 125 000 m Leitungen, so daß auf 1 ha 173 m Leitungslänge entfällt. Die Verhältnisse sind hier ganz ähnlich wie in Berlin. — In dem 40,4 ha großen sogenannten Berliner Ortsteil der Stadt Schöneberg entfällt auf 1 ha die Leitungslänge von 192 m.

Während die Kanalisation Berlins ein Gelände von verhältnismäßig großer Gleichmäßigkeit der bestimmenden Faktoren betrifft, besteht bei der Kanalisation von Köln der umgekehrte

Zustand, weil das Gebiet drei Bestandteile mit großen Verschiedenheiten: die enge Altstadt, die dieselbe umschließende Neustadt mit mittlerer Bebauungsdichte, und außerhalb derselben die weiträumigen Gebiete einiger Vororte enthält. Diese Verschiedenheiten sprechen sich in den folgenden Zahlenangaben aus:

Es enthalten die Gebiete:

1. der Altstadt unter 73 129 m Leitungslänge 22 930 m = 31 % besteigbare Kanäle und 50 199 m = 69 % Thonrohrleitungen;
2. der Neustadt unter 69 240 m Leitungslänge 38 423 m = 55 % besteigbare Kanäle und 30 817 m = 45 % Thonrohrleitungen;
3. der Vororte unter 48 756 m Leitungslänge 22 722 m = 47 % besteigbare Kanäle und 26 034 m = 53 % Thonrohrleitungen;
4. insgesamt unter 191 125 m Leitungslänge 84 075 m = 44 % besteigbare Kanäle und 107 050 m = 56 % Thonrohrleitungen.

In Köln werden die Anschlußleitungen der Grundstücke vom Straßenkanal bis zur Hausfront stadtseitig hergestellt. Da nach der ortsüblichen Bauweise die Frontlängen der Gebäude durchschnittlich sehr gering sind, ist selbst bei der nicht großen Straßenbreite, welche herrscht, die Gesamtlänge der Anschlußleitungen bedeutend. Es entfallen nämlich auf 1 m Straßenleitung in der Altstadt 1,33 m, in der Neustadt 0,88 m und in den Vororten 0,63 m Länge der Anschlußleitungen.

Die auf 1 Straßensinkkasten kommenden Längen der Straßenleitungen sind in der Altstadt 25 m, in der Neustadt 29 m und in den Vororten 45 m.

Die vergleichsweise sehr großen Längen der besteigbaren Kanäle erklären sich zum Teil aus der etwa halbkreisförmigen Gestalt des Gebiets, welche zur Anlage mehrerer Ringkanäle führte, ferner aber auch aus der höheren Annahme über die abzuführenden Regenmengen, welche über die in Berlin gemachten beträchtlich hinausgehen.

Der Seebadeort Zoppot bei Danzig mit einem Gebiet von 160 ha und einer ständigen Bevölkerung, die zur Zeit 8000, im Sommer aber reichlich das Doppelte beträgt, hat eine Kanalisationsanlage nur für häusliche Abwasser erhalten. Dieselbe umfaßt 18 300 m Straßenleitungen, und es kommen danach auf 1 ha durchschnittlich 88 m und auf 1 Kopf je nach der Jahreszeit, 1,33 oder 0,66 m Leitungslänge, wenn man der im Projekt gemachten Annahme folgt, daß die ständige Bevölkerung etwa 10 000 erreichen wird.

Von den Baukosten der Kanäle entfällt ein sehr hoher Prozentsatz auf die damit verbundenen Nebenleistungen, als da sind: Wasserschöpfarbeiten und Absteifen der Baugrubenwände, Kreuzungen mit fremden Leitungen im Straßengrunde, mit Eisenbahnen und kleinen offenen Gewässern, Drainagen (Tieferlegung des Grundwassers), Wiederherstellen des Straßenzuges, Bauleitung. Der Anteil dieser Kosten ist bei den Kanälen höher als bei den Röhrenleitungen, und wiederum bei den kleinen Kalibern der Röhrenleitungen höher als bei den großen. Bei den Kanälen findet Wachsen der Kosten der Nebenleistungen mit der Profilgröße nur in mäßigem Grade statt.

Man kann annehmen, daß bei Röhrenleitungen von 20—50 cm Durchmesser die anteiligen Kosten etwa betragen für die:

Rohrweite cm	Beschaffung, Verlegung und Dichtung der Rohre	Einstiegeschächte, Spüleinrichtungen, Lampenlöcher u. s. w.	Nebenleistungen aller Art, Bauleitung u. s. w.
20	15 %	15 %	70 %
30	21 "	13 "	66 "
40	27 "	11 "	68 "
50	38 "	9 "	58 "

und bei Kanälen von Kreis- oder eiförmigem Profil für die:

Weite des Kreis- oder Eiprofils	Ausheben der Baugrube, Aufmauerung des Profils, Wiederherstellung der Oberfläche	Einsteigeschäfte, Spülleinrichtungen, Lampenlöcher u. s. w.	Nebenleistungen aller Art, Bauleitung u. s. w.
0,7 bzw. 0,6/0,9	18 %	9 %	73 %
0,9 , 0,7/1,05	17 ,	8 ,	75 ,
1,0 , 0,8/1,2	16 ,	7 ,	77 ,
1,2 , 0,9/1,35	15 ,	6 ,	79 ,
1,3 , 1,0/1,5	14 ,	5 ,	81 ,
1,6 , 1,3/1,95	13 ,	4 ,	83 ,

Dies sind selbstverständlich mittlere Verhältniszahlen, die nach der Oertlichkeit Änderungen erleiden. Den danach berechneten Kosten von 1 m Leitung sind, um die Gesamtkosten von 1 m Leitung zu erhalten, noch die in sehr weiten Grenzen wechselnden anteiligen Kosten der Straßensinkkästen und deren Anschlußleitungen hinzuzufügen.

Für die wirklichen Kosten der Leitungen werden nachstehend einige Beispiele mitgeteilt.

In Berlin kosteten fertig verlegt:

Thonrohrleitungen: 21 cm weit	14 M.	40 cm weit	26 M.
24 , ,	15 ,	50 , ,	36 ,
30 , ,	18 ,	54 , ,	42 ,
36 , ,	22 ,	68 , ,	60 ,

besteigbare Kanäle aus Ziegelmauerwerk nach Eiprofil 2/3:

0,9/1,35 m weit	60—140 M.	1,5/2,25 m weit	120—210 M.
1,1/1,65 , ,	80—160 ,	1,7/2,55 , ,	135—245 ,
1,3/1,95 , ,	100—185 ,	1,9/2,85 , ,	145—285 ,

In diesen Preisen sind weder die Kosten der Einsteigeschäfte, noch der Sinkkästen, noch allgemeine Kosten, wie die für Bauaufsicht, Geräte, ein Teil der Wasserhaltungskosten u. s. w. einbegriffen. Wie sehr diese Nebenkosten ins Gewicht fallen, ergiebt die vorausgeschickte Tabelle, und wird noch anschaulicher durch die von Brix (für einen besonderen Fall — westliche Vororte von Berlin) zum voraus im einzelnen berechneten Kosten. Danach erfordert einschließlich der Kosten für Einsteigeschäfte, Lampenlöcher und Spülleinrichtungen 1 m Leitung:

Straßenleitungen aus Thonröhren	20	25	30	35	40	45	50	50/75 cm weit
	86	98	41	44	52	56	61	87 M.

Regenkanäle aus Thonröhren	..	26	28	30	33	38	42	46	65 ,
----------------------------	----	----	----	----	----	----	----	----	------

Straßenkanäle aus Ziegelmauerwerk	0,7	0,8	0,9	1,0	1,0	1,35	1,5	1,65	1,8	2,0	m weit
	1,05	1,2	1,35	1,5	1,75	1,93	2,0	2,08	2,15	2,25	
	136	148	175	190	200	250	265	300	335	350	M.

Regenkanäle aus Ziegelmauerwerk	110	118	125	135	150	160	175	190	225	250 ,
---------------------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-------

Diese Preise beziehen sich auf Kanäle in lockeren, jedoch vielfach nassem Baugrund und Tiefenlagen der Kanalsohle 3,5—4,5 m unter Geländehöhe; sie sind im allgemeinen hoch, so daß öfter bis zu etwa 10% Ersparungen und darüber möglich erscheinen. —

Dobel*) macht für Stuttgart folgende Preisangaben für 1 m Leitung, die ungleich niedriger sind, dabei aber die Kosten aller Nebenleistungen, diejenigen der Einsteigeschäfte u. s. w. mit enthalten sollen:

Thonröhrenleitungen	80 cm weit	25—85 M.	45 cm weit	35—55 M.
Kanäle aus Ziegelmauerwerk	0,6/0,9 0,7/1,05	0,84/1,26 1,0/1,5	1,16/1,74 m weit	

50—60 60—75 75—95 90—110 100—120 M.

*) Dobel, Anlage und Bau städtischer Abzugskanäle und Hausentwässerungen. 2. Aufl. Stuttgart 1896.

Für Köln hat Steuernagel*) die Kosten von 1 m Leitungen aller Art einschließlich der Nebenbestandteile berechnet:

für die Altstadt zu 63,72 M., die Neustadt zu 71,78 M. und die Vororte zu 81,63 M.
Der Gesamtdurchschnitt ist 71,21 M., und es stellen sich dabei die Kosten für 1 m Straßenlänge auf rund 80 M. —

In Bremen**) kostete 1 m Kanal aus Ziegelmauerwerk mit gedrücktem Profil und flacher Einbettung:

2,5/2,0 m weit . . . 140 M. 1,8/1,35 m weit . . . 176 M. —

In Frankfurt a. M. haben die Kosten von 1 m Straßenleitung durchschnittlich 61,5 M. und in Mainz 67,9 M. betragen, für einen Teil von Charlottenburg 50 M.

In den drei genannten Orten handelt es sich um mehr oder weniger hohe Anteile bestiegbarer Kanäle an der Gesamtlänge der Leitungen. Wo letztere ausschließlich aus Thonröhren oder Cementröhren kleinen und mittleren Profils bestehen, bleiben die Kosten entsprechend weit hinter den oben angegebenen zurück. In Zoppot, wo nicht unbeträchtliche Längen im Grundwasser zu verlegen waren, und wo man solche Leitungsstücke aus gusseisernen Rohren hergestellt hat, haben die Kosten von 1 m Leitung mit allen Nebenbestandteilen durchschnittlich nur 14,4 M.***) betragen. Da nur häusliche Schmutzwasser aufgenommen werden, handelt es sich hier um Leitungen von geringer Weite; das unterste Stück derselben erreicht nur die Weite von 40 cm.

Wenn die durchschnittliche Rohrweite etwa 30—35 cm ist und die Tiefe der Leitungen etwa 2—2,5 m unter Geländeoberfläche beträgt, mag man 1 m Leitung einschließlich aller Nebenteile für 20—30 M. bauen können.

Cementrohre stellen sich in der Fabrikation niedriger im Preise, wogegen die Transportkosten und die Kosten der Verlegung und Dichtung höher sind als bei Thonrohren. Bei den Rohren von geringer Weite, bis etwa 25 cm Weite, sind aber die Fabrikpreise der Thon- und Cementrohre etwa gleich, und stellt sich ein Unterschied im Fabrikpreise erst bei den Rohren von über 25 cm Weite heraus. Während derselbe an dieser unteren Grenze mit 0 beginnt, ist der Fabrikationspreis des 1 m weiten Thonrohrs etwa doppelt so hoch und darüber als der des Cementrohrs. Es folgt hieraus, daß, wenn man beide Rohrarten hinsichtlich ihrer Eigenschaften als gleichwertig ansehen wollte (was jedoch nicht zulässig ist; vergl. § 243), den Thonrohrfabriken die Herstellung der kleinen und mittleren Kaliber, dagegen den Cementrohrfabriken die Herstellung nur der größeren und großen Kaliber zufallen müßte. Indessen erleidet diese vom allgemeinen Standpunkt aus gezogene Folgerung Abänderungen durch die Lage der Fabriken zu den Baustellen und die dadurch bedingten großen Wechsel in den Transportkosten.

Die Herstellung von Betonkanälen in der Baugrube selbst wird erst von einer gewissen, ziemlich hoch liegenden Weite an lohnend; bis zu dieser sind die fabrikmäßig erzeugten Rohre u. a. w. im Vorzuge, und um so mehr, je kleiner das Profil ist. Die Grenze scheint bei etwa 0,5—0,6 m Weite zu liegen, wobei jedoch wiederum hinzuzufügen ist, daß in einem gegebenen Falle die örtlichen Verhältnisse durchaus bestimmend sind.

In Dresden kosteten Betonkanäle, nach dem Eiprofil hergestellt, bei Einbettungstiefen von 2—4 m, abgesehen von den Kosten der Wiederherstellung der Straßenfläche:

Profilhöhe . . .	0,45	0,525	0,6	0,75	0,9	1,05	1,2	1,5 m
Preis	17—28	20—26	23—30	27—35	36—44	46—56	54—64	68—80 M.

Der Preis von eisernen Rohren ist allzu sehr von zeitlichen Wechseln abhängig, um darüber einigermaßen bestimmte Angaben machen zu können. —

Einstiegeschächte von 0,9—1,0 Weite und 1,5 Tiefe kosten bei Ausführung in Mauerwerk und mit Sohle aus Naturstein, mit Abdeckung und Steigeisen 150—160 M., bei 2,0—2,5 Tiefe 170—200 M. und bei 2,5—4,0 m Tiefe 225—275 M. Bei Herstellung der Kanalsohle aus Beton oder Ziegelmauerwerk sind die Kosten etwas niedriger; größere Kostensparnisse können sich aber ergeben, wenn auch die aufgehende Wand der Einstiegeschächte aus Betonformstücken hergestellt wird.

Die Preise der Abdeckungen von Einstiegeschächten wechseln nach der Beschaffenheit und konstruktiven Durchbildung sehr. Leichte und dichte Abdeckungen aus Walzeisen und mit Zarge aus Gusseisen, wie sie für verkehrsarme Straßen, auf Schmuckplätzen und Höfen ausreichen, sind schon für 25—35 M. herzustellen, größere mit Entlüftungsöffnungen, Holzeinlagen u. s. w., für die Abdeckung von Einstiegeschächten in verkehrsreichen Straßen geeignete, kosten 40—80 M., Zwischenformen zwischen den beiden genannten Gattungen 35—60 M.

*) Festschrift für d. Hauptversammlung d. deutschen Vereins f. öffentl. Gesundheitspflege. Köln 1898.

**) Deutsche Bauzeitung 1885.

***) Vergl. Böttger in Zeitschr. f. Bauw. 1899.

Kurze Ansatzstücke aus Gufleisen mit Spülklappen zum Einbau in die Wand von Einstiegeschächten kosten für die Rohrweite von 25 cm etwa 25 bis 35 M.; für jedes Centimeter Mehrweite erhöht sich der Preis um etwa 1,50 M.

Die Preise von größeren Spülthüren, Schiebern u. s. w. sind zu sehr von der besonderen Durchbildung und von der Art und Weise, wie sie angebracht werden, abhängig, als daß Preisangaben dafür irgend einen brauchbaren Anhalt gewähren könnten. Es muß deshalb dazu auf die Preisverzeichnisse und Musterbücher der Hüttenwerke und Spezialfabriken verwiesen werden.

Sehr große Preisunterschiede kommen auch bei den Sinkkästen vor. Die höchsten Preise bedingen Sinkkästen aus Mauerwerk; ein solcher nach Fig. 286—288 kostet beispielsweise ebensoviel wie ein Einstiegeschacht, nämlich 160—180 M. Sinkkästen aus Beton sind erheblich billiger; sie kosten mit allem Zubehör 80—120 M. Etwas teurer, nämlich auf 100—140 M., stellen sich die Sinkkästen aus gebranntem Thon, und wenn die Abdeckung etwas vollkommener ist, oder ein Kübel zum Auffangen des Schlammes eingesetzt wird, tritt noch eine gewisse Erhöhung ein. — Hofsinkkästen lassen sich für 40—80 M. herstellen. — Regeneinlässe kosten 20—40 M.

Allgemeinen Angaben über die Kosten von Pumpwerken ist bei dem großen Einfluß, den Umfang und Art des Betriebes auf die Ausgestaltung ausüben, kein Wert beizulegen.

Die Kosten von Hausentwässerungen werden vielfach zu einem bestimmten Prozentsatz von der Baukostensumme des Hauses angenommen. Das dabei erhaltenen Bild ist sehr wenig scharf, weil die Baukosten eines Hauses stark von der Form des Grundrisses, von der Gebäudegröße und von dem Grade der Solidität und der Ausstattung beeinflußt werden. Für ein Einzelwohnhaus stellen sich die Hausentwässerungskosten immer verhältnismäßig hoch im Vergleich zu den Kosten, welche die Entwässerungsanlage eines großen Miethauses mit sich bringt.

Nimmt man mittlere Größe eines Miethauses, geschlossene Form des Grundrisses und mittlere Ausstattung an, so mögen die Kosten der Entwässerungsanlage sich mit 1— $1\frac{1}{2}$ % der Baukostensumme bestreiten lassen, können aber unter anderen Verhältnissen auch leicht auf 2% und darüber anwachsen. In England und Amerika, wo die Ausgestaltung im allgemeinen verwickelter, teilweise aber auch sorgfältiger als in Deutschland ausgeführt wird, rechnet man bei Ueberschlägen mit 3% der Baukostensumme, ein Satz, der bei kleinen Häusern mit geringer Ausstattung auch bei uns leicht erreicht wird.

Dobel (a. a. O.) berechnet auf Grund von eingehenden Kostenanschlägen die Kosten der Entwässerungsanlage:

1. in einem für 3 Familien eingerichteten Arbeiterwohnhouse auf 590 M., oder für 1 Familienwohnung auf rund 200 M.;
2. in einem bürgerlichen 4-Familienwohnhouse zu 850 M., oder für 1 Familie zu 215 M.;
3. in einem städtischen Miethaus mit Geschäftsräumen im Erdgeschoß und im übrigen Raum für 9 Familien zu 2200 M., oder für 1 Familie zu 240 M.

Hierin sind Kosten der Einrichtung zur Ableitung der Abgänge aus Wasserklosetts nicht einzubeziehen; in betreffenden Fällen sind daher die Sätze entsprechend zu erhöhen.

Will man auf 1 Kopf der Hausbewohnerschaft beziehen, so kann man sagen, daß die Kosten zwischen 30 und 75 M. schwanken, und passend im Mittel zu etwa 50 M. pro Kopf angenommen werden.

Zwischen den Kosten der Unterhaltung und des Betriebes von Kanälen ist eine Grenze nicht zu ziehen, abgesehen von dem Falle, daß es sich um einen umfassenderen, in sich begrenzten Reparaturbau handelt. Die Gesamtkosten wechseln aber auch, je nach der Beschaffenheit des Kanalnetzes: ob dasselbe aus vielen engen Leitungen mit geringen Gefällen oder starken Gefällen, oder zu erheblichen Anteilen aus besteigbaren Kanälen besteht, und nach dem Grade der Reinheit der Kanäle, welcher notwendig ist, bezw. beansprucht wird, in sehr weiten Grenzen.

Man bezieht dieselben zuweilen auf die Baukostensumme, von welcher man $\frac{1}{2}$ —1% als Unterhaltungs- und Betriebskosten der Kanäle in Ansatz bringt. Das ist vielfach ein sehr vages Vorgehen, mag am ehesten zulässig sein, wenn ausschließlich enge Rohrleitungen vorkommen, ist aber unzulässig bei großen Kanälen allein, oder bei einem Netz, das sich aus großen und engen Kanälen zusammensetzt.

Ein Beispiel von einem Wert liefern die bei der Unterhaltung und dem Betriebe der Berliner Kanalisationswerke erwachsenen Kosten, die seit einer Reihe von Jahren im wesentlichen

dieselben sind. Der zu Grunde liegende Zustand während der beiden Jahre April 1896 bis April 1898 ist durch folgende Angaben charakterisiert. Es betrug:

1. die Zahl der angeschlossenen Grundstücke im Mittel 25 795, mit der Bewohnerzahl von 1818 000;
2. die gemittelte Länge der Leitungen aller Art im eigenen Stadtgebiet und in den Nachbargebieten der Städte Charlottenburg und Schöneberg 886 743 m;
3. die Jahres-Wasserförderung der in 11 ausgebauten Radialsystemen bestehenden Pumpwerke 73 180 728 cbm.

Es beträgt danach:

- a) die durchschnittliche Gesamt-Tagesförderung der Pumpwerke 200 500 cbm mit den Grenzen 184 000 und 224 000 cbm;
- b) die Wassermenge für 1 Grundstück im Jahr 2837, in 1 Tag 7,78 cbm;
- c) die Wassermenge für 1 Kopf im Jahr 40,25 cbm, in 1 Tag 110 l.

Unterhaltung und Betrieb erforderten 1896—1898 persönliche und sächliche Kosten (Pfennige) für:

1. 1 Kopf der angeschlossenen Bevölkerung		2. 1 m Leitungslänge		3. 1 cbm von den Pumpen gefördertes Wasser	
durch-schnittlich	Grenzen	durch-schnittlich	Grenzen	durch-schnittlich	Grenzen
a) bei den Leitungen					
17,6	11,1—36,0	36,5	—	0,42	0,27—0,57
b) bei dem Pumpenbetriebe					
42,7	26,3—51,2	88,4	—	1,02	0,78—2,45
= 60,3	—	124,9	—	1,44	—

Die für Unterhaltung und Betrieb der Leitungen erwachsenen Jahreskosten sind in Anbetracht des anerkannt vorzüglichen Reinheitszustandes der Kanäle als mäßig zu bezeichnen; es ist aber wahrscheinlich, daß dabei die Neuheit der Anlage und die sehr tüchtige Ausführung derselben wesentlich ins Gewicht fallen, und daß nach längerer Zeit eine Steigerung eintreten wird.

Als weiteres Beispiel mit wesentlich höheren Jahreskosten wird hier (unter Hinzufügung, daß kein Pumpwerk vorhanden ist) folgendes mitgeteilt. Ein Netz von 48 000 m Leitungen, welche ausschließlich aus Thonrohren bestehen, darunter allerdings ein bedeutender Teil von großer Weite, hat in 1 Jahr erfordert:

für Reparaturen, auf 1 m berechnet = 10,4 Pfennig
an Betriebskosten (einschließlich Kosten des Spülwassers von 8 Pf. für 1 cbm),
ebenfalls auf 1 m berechnet = 54,0
zusammen 64,4 Pfennig.

Diese Sätze erscheinen sehr hoch und werden in den meisten Fällen eine Abminderung vertragen. Bezieht man die Ausgaben auf 1 Kopf der Bevölkerung, so ergiebt sich eine Jahresausgabe von 37 Pfennig, d. h. mehr als das Doppelte der Kosten in Berlin.

Als mittlere Ausgabe für Unterhaltung und Betrieb eines Kanalnetzes kann man 20 bis 30 Pfennig für 1 m und 30—45 Pfennig pro Kopf der Bevölkerung rechnen.

2. Kapitel.

Kostendeckung.

§ 460. Stadtentwässerungen sind, wie Straßenpflaster, Straßenreinigung, zentrale Wasserversorgung, Straßenbeleuchtung u. s. w. Wohlfahrtseinrichtungen der Gemeinden, deren Nutzen und Annehmlichkeiten allen Stadtbewohnern in etwa gleichem Maße zugute kommt. Allerdings mag der bemitteltere Teil der Stadtbevölkerung sich des Nutzens und der Annehmlichkeiten in höherem Maße bedienen können als der unbemittelte Teil; dem ersteren erwachsen, gleichwie aus den anderen genannten Wohlfahrtseinrichtungen, Vorteile und Annehmlichkeiten, die der letztere sich entweder gar nicht oder nur in beschränktem Maße aneignen kann. Die Gerechtigkeit in der Verteilung der Lasten erfordert es daher, daß ein gewisser Teil der Kosten von der Allgemeinheit der Stadtbevölkerung getragen, d. h. auf den Stadsäckel übernommen, und der andere Teil etwa nach Maßgabe des Nutzens und der Annehmlichkeiten von demjenigen Teile der Bevölkerung aufgebracht wird, der nach seinen Vermögensverhältnissen in der Lage ist, sich Nutzen und Annehmlichkeiten im ganzen Umfange anzueignen.

Wie groß der vom Stadsäckel zu übernehmende Anteil zu bemessen sei, hängt insbesondere von der Art der Stadtbevölkerung ab. Je mehr Gleichmäßigkeit des Wohlstandes herrscht, um so höher muß, um der Forderung der Gerechtigkeit zu entsprechen, jener Anteil sein, und umgekehrt. Neben der Art der Bevölkerung kommt aber auch die Leistungsfähigkeit der Gemeinde in Betracht. Je höher diese infolge des Besitzes von sogenanntem Kämmereivermögen ist, um so höher ist auch ihr vorweg zu deckender Anteil an den Kosten zu bemessen. Und eine reichlichere Bemessung des zu übernehmenden Anteils hat auch dann stattzufinden, wenn der Gemeinde selbst, als Eigentümer zahlreicher Gebäude, ein erhöhter Nutzen aus der Schaffung der Entwässerungsanlage erwächst.

Die vorstehenden allgemeinen Gesichtspunkte finden gleichmäßig Anwendung sowohl auf die Kosten der ersten Anlage, als die dauernden Betriebs- und Unterhaltungskosten des Werkes. Bei ersteren führt der Umstand, daß die Anlage bei gebührender Sorgfalt in der Unterhaltung für sehr lange, sozusagen unbegrenzte Dauer ausreicht, zu der Frage nach der richtigen zeitlichen Verteilung. Wird die Anlage derart vollständig ausgeführt, daß sie ohne wesentliche Ergänzungen eine lange Reihe von Jahren dem Bedürfnis genügen kann, so ist es am richtigsten, den auf den Gemeindesäckel entfallenden Anteil der Anlagekosten durch eine Anleihe mit langer Tilgungsfrist zu decken. Wenn aber die Anlage gewissermaßen stückweise geschaffen wird, oder wenn Ergänzungen gewisser Teile für einen später fallenden Zeitpunkt vorbehalten bleiben, so wird — je nach dem Umfange der jetzigen, bezw. der für später vorbehaltenen Ergänzungen — die Kostendeckung zwar auch durch Anleihen zu bewirken sein; die Tilgungsfristen derselben müssen dann aber angemessen abgekürzt werden.

Wie ersichtlich spielen in die Entscheidung der hier aufgeworfenen Fragen mancherlei Momente hinein, die in den verschiedenen Gemeinden sehr ungleich beschaffen sein können. Zunächst das: ob das Stadtgebiet bereits zum ganzen Umfange bebaut ist, oder noch offene Teile enthält, für welchen Zeitraum die Bebauung der letzteren in Aussicht zu nehmen ist, welche Wertsteigerungen der Grundstücke dabei mutmaßlich eintreten, und sodann: ob der Stadsäckel sich zur Zeit in günstiger oder ungünstiger Lage befindet, und welche Änderungen darin etwa von der Zukunft erwartet werden können. Bedürftige Gemeinden sowohl als wohlhabende können

veranlaßt sein, ihre Entschlüsseungen, außer von verwaltungsrechtlichen Bestimmungen, sogar von dem Zustande eines einzigen Jahreshaushalts abhängig zu machen, und dies nicht nur mit Bezug auf die Anlagekosten, sondern auch mit Bezug auf die dauernden Kosten, welche Unterhaltung und Betrieb beanspruchen.

Eine besondere Rücksicht veranlaßt auch die Frage: ob den einzelnen Eigentümern der Anschluß an die Entwässerungsanlage freigestellt bleibt, oder derselbe ihnen durch Ortsstatut zur Pflicht gemacht werden soll? Da der volle Nutzen des Werkes, abgesehen vielleicht von einer Anzahl von Grundstücken in besonderer Lage, oder solchen, die bereits vorher mit zweckmäßigen Einrichtungen ausgestattet waren, nur beim Anschluß aller Grundstücke erzielt wird, so ist Einführung von Zwang durchaus gerechtfertigt. Um aber Härten für einzelne Besitzer zu vermeiden, darf bei bereits bestehenden Gebäuden nicht sofortiger Anschluß verlangt, sondern müssen gewisse Fristen gelassen werden, die zweckmäßig vielleicht auf 3—5 Jahre zu bemessen sind, während für alle später entstehenden Bauten Anschlußfristen nicht gewährt werden dürfen. Uebrigens lehrt die Erfahrung, daß vermöge der Erwartung von Nutzen oder Annehmlichkeiten die ganz überwiegende Zahl der Eigentümer den Anschluß in kurzer Frist freiwillig ausführt, und es des Zwanges nur in einer kleinen Anzahl von Fällen bedarf.

Was den Aufbringungsmodus des nicht vom Stadtsäckel getragenen Teils der Kosten handelt, so gilt für beide: die einmaligen Anlage- als die dauernden Unterhaltungs- und Betriebskosten, daß derselbe dem Nutzen und den Annehmlichkeiten, die der Einzelne davon zieht, angepaßt sein soll. Da hierbei aber die Beschaffenheit der Wohnung das Bestimmende ist; und bei den Mietern die Wohnung mehr oder weniger oft wechselt, so folgt, daß man diese an den einmaligen Kosten überhaupt nicht beteiligen kann, und an den dauernden in richtiger Weise nur so schwer, sogar mit kaum zu überwindenden äußeren Schwierigkeiten, daß man von ihrer unmittelbaren Heranziehung am besten absieht. Ihre Heranziehung ist deshalb den Eigentümern zu überlassen, welche dieselbe durch entsprechende Festsetzung des Mietpreises am einfachsten und vielleicht auch am zutreffendsten bewirken können. Die Belastung bleibt also zunächst auf den Schultern der Eigentümer, und es kommt nur darauf an, sie auf diese in richtiger Weise zu verteilen. Die Aufgabe ist nicht leicht und hat demzufolge in den verschiedensten Städten die allerverschiedensten Lösungen gefunden.

Zieht man zunächst die einmaligen Kosten in Betracht, so kann als Verteilungsmafstab angenommen werden:

- a) der Jahresbetrag der Steuerleistungen aller Art Staats- und Gemeindesteuern;
- b) der Jahresbetrag nur der Staats- oder nur der Gemeindesteuern;
- c) der sogenannte gemeine Wert, meist übereinstimmend mit dem Verkaufs-
wert der Grundstücke;
- d) der Ertrags- (Nutzungs-) Wert der Grundstücke;
- e) wo eine besondere Gebäudesteuer, oder Einschätzungen zu derselben be-
stehen, die Gebäudesteuer;
- f) die Frontlänge der Grundstücke an öffentlichen Straßen;
- g) die Grundstücksgröße;
- h) Frontlänge und Grundstücksgröße miteinander verbunden, oder
- i) die Frontflächengröße, wobei entweder nur die an der Straße liegende berücksichtigt wird, oder eine Mitheranziehung der auf den hinteren Teilen des Grundstücks vorkommenden Gebäudefronten stattfindet. Die Berechnung wird durch Einführung der Frontlängen der vorhandenen Geschosse vereinfacht;

- k) die Anzahl oder die Größe (Querschnitt) der Anschlußleitungen, die ein Grundstück hat;
- l) die in das Grundstück eingeführte Jahresmenge an reinem Wasser;
- m) die Zahl der auf einem Grundstück errichteten Gebäude, bezw. bei unbebauten Grundstücken der Nutzen, den dieselben auch in diesem Zustande von der Entwässerungsanlage haben.

Der Modus zu a ist einfach und trifft annähernd jeden Eigentümer nach seiner Leistungsfähigkeit, wobei aber Verschiedenheiten des Nutzens der Einzelnen außer Betracht bleiben. Unrichtige Heranziehung findet nur in dem Falle statt, daß eine Anzahl Eigentümer vermöge der Eigenschaft als Staats- oder Gemeindebeamte Befreiungen oder Ermäßigungen an den Gemeindesteuern genießen. In solchen Fällen kann einer der Maßstäbe zu b zutreffender sein. Einfach ist scheinbar auch der Modus zu i. Doch trifft dies in Wirklichkeit in Orten mit rascher Entwicklung nicht zu. Wo die Grundwerte rasch Änderungen erleiden, kann auch dieser Maßstab selbst in nahe zusammenliegenden Zeitpunkten zu erheblichen Ungleichheiten in der Belastung der einzelnen Grundstücke führen. Die Verteilung nach einem der Maßstäbe zu d und e ist im allgemeinen richtig, der Maßstab zu d jedoch der bessere. Denn wenn Verteilung nur nach der Gebäudesteuer stattfindet, so mögen besondere Nutzungsweisen, wie z. B. zu gewerblichen Betrieben, sehr unzutreffend erfaßt werden; außerdem entsteht eine Schwierigkeit dadurch, daß staatliche und kommunale Gebäude von Entrichtung der Gebäudesteuer befreit sind. Am meisten in Uebung dürfte der Modus zu f sein, vielleicht wegen der leichten Feststellbarkeit des steuerlichen Merkmals. Denn daß bei demselben große Ungerechtigkeiten unterlaufen, ist bei erheblichen Verschiedenheiten in der Tiefe der Grundstücke und in den bebauten Flächen Teilen unvermeidlich. Grundstücke, die nach zwei Straßen oder sogar nach drei Fronten haben, werden leicht übermäßig getroffen, weshalb es meist üblich ist, in solchen Fällen nicht die gesamte Frontlänge, sondern nur eine, und zwar die längste, heranzuziehen. Große Miethäuser und kleine Einzelwohnhäuser haben, wenn nicht Unterschiede gemacht werden, gleich hohe Sätze zu tragen. Freilich pflegt der Wert eines Grundstücks in hohem Grade von dessen Frontlänge abzuhängen, aber der Nutzen der Entwässerungsanlage davon nur leicht berührt zu werden. Aehnliche Bemerkungen gelten für den zu g angegebenen Modus. Die zu f und g hervorgehobenen Bedenken sind aber abgeschwächt, wenn man sich des Modus zu h bedient, bei welchem man den Beitrag in zwei Hälften zerlegt, und die eine Hälfte nach der Frontlänge, die andere nach der Grundstücksgröße aufbringen läßt. Grundstücksgröße und Frontlänge wirken jedoch in Städten mit Ungleichheiten der Bebauung (offener neben geschlossener) sehr ungleich; das kleine Familienhaus gerät dabei leicht in Nachteil gegen das große Miethaus; außerdem bilden beide keinen einigermaßen zutreffenden Maßstab, weder für den Wert des Grundstücks, noch für die Inanspruchnahme der Entwässerungsanlage. Da aber der Nutzungswert eines Grundstücks in hohem Grade von der Frontflächengröße der Bebauung eines Grundstücks abhängt (i oben), und man dabei auch hinterseitige Frontflächen, sowie die Frontflächen von Hintergebäuden, Werkstätten u. s. w. berücksichtigen kann, so wird dieser Maßstab wahrscheinlich besser zutreffen, als der von der Frontlänge oder von der Grundstücksgröße entnommene; es steht übrigens nichts im Wege, letztere auch noch nebenbei heranzuziehen. — Die einmalige Abgabe nach der Zahl der Anschlußleitungen eines Grundstücks zu bemessen (k oben), ist an sich wohl berechtigt, und geschieht auch in einigen Städten; die Größe (der Querschnitt) der Leitungen enthält aber keinen brauchbaren Maßstab. — Das klarste Bild von dem Nutzen, der einem Grundstück durch eine Entwässerungsanlage erwächst, gewährt, da auch die gewerblichen Anlagen dabei im richtigen Umfange

herangezogen werden, gewährt der Verbrauch an reinem Wasser, der in dasselbe eingeführt wird (Modus zu 1), der daher häufiger angewendet werden sollte, als es bisher der Fall zu sein scheint. Wenn nicht der ganze Wasserbedarf aus der zentralen Versorgung gedeckt wird, sondern daneben Einzelversorgungen bestehen, so muß freilich in Bezug auf diese ein Einschätzungsverfahren zu Hilfe genommen werden. — Der zu m angegebene Verteilungsmodus ist sehr unbestimmt. Soweit er sich auf unbebaute Grundstücke bezieht, würde er hier und da nicht zulässig sein.

Mit der vorstehenden allgemeinen Beurteilung ist im einzelnen Falle für die Lösung vielleicht nur sehr wenig gewonnen, weil die Verhältnisse in den verschiedenen Städten sehr ungleich sind, und auf die Entscheidung auch viele außerhalb der Sache liegende Momente, wie z. B. die Steuer- und Abgabenordnung der Gemeinden, die Verwaltungseinrichtungen, die ganze Kommunalpolitik, das Verhältnis zu Nachbargemeinden, die Stellung der Aufsichtsbehörden und andere Dinge Einfluß nehmen. Vermöge dieser Umstände kann auch dieselbe Ordnung der Dinge in zwei verschiedenen Gemeinden sehr ungleiche Wirkungen hervorbringen, und es hat deshalb wenig Zweck, Beispiele für die eine oder andere Ordnung der einmaligen Abgaben beizufügen. Dies kann auch um so mehr unterlassen werden, als es sich doch immer nur um stückweise Angaben handeln müßte, wobei Nebenbestimmungen, die an dem betreffenden Orte vielleicht große Wirkungen äußern, ausfallen würden.

Von besonderer Wichtigkeit sind bei der Entscheidung aber zwei Fragen, welche kurz berührt werden müssen:

- a) Mit welchem Teil der Anlagekosten die Grundstückseigentümer belastet werden sollen?
- b) Zu welchem Zeitpunkt der Betrag eingefordert wird?

Zu a. Eine systematisch angelegte Stadtentwässerung ist, auch wenn sie in mehrere selbständige Teile zerfällt, als ein Ganzes aufzufassen, weil eine vollständige, über alle Seiten sich erstreckende Selbständigkeit kaum denkbar ist. Es muß demzufolge der Beitrag, den der einzelne Eigentümer leistet, nicht nur die Deckung für die Kosten desjenigen Teils vom Ganzen enthalten, welcher ihm unmittelbar Nutzen gewährt, wie z. B. dasjenige Stück des Leitungsnets, welches in der Straße vor seinem Grundstück liegt, sondern auch die Deckung für diejenigen Kosten, welche durch Anlagen entstehen, die für ordnungsmäßigen Betrieb und Unterhaltung der Gesamtheit der Leitungen, sowie für ordnungsmäßige Be seitigung der abgeföhrten Wasser notwendig sind. Hierzu gehören auch alle Neben bestandteile der Leitungen, die etwaigen Spül- und Lüftungseinrichtungen, Pumpwerke und die Reinigungsanlagen der Abwasser, seien dies nun Rieselfelder oder Klärwerke. Eine Bestimmung also wie die in dem preußischen sogenannten Fluchtliniengesetz von 1875 enthaltene, wonach die Anlieger die Kosten einer Straßenanlage nach Verhältnis der Länge zu erstatten haben, mit welcher ihre Grundstücke die Straße berühren, würde, wörtlich ausgelegt, es nicht zulassen, daß sich die Gemeinde vollständige Deckung für ihre Ausgaben verschafft, bedarf daher der erweiterten Auslegung, um der Gemeinde dem Einzelnen gegenüber zu ihrem Rechte zu verhelfen. Diese Erweiterung einer Gesetzesvorschrift wird in neuerer Zeit auch von Aufsichts wegen stillschweigend sanktioniert, und damit ist dann in Preußen bis zu gewissem Grade auch gleichzeitig über die Frage zu b oben entschieden. Denn wenn das oben genannte Gesetz vorschreibt, daß die Entrichtung der anteiligen Kosten von dem Eigentümer eines noch unbebauten Grundstücks erst in dem Augenblicke gefordert werden kann, wo das Grundstück bebaut wird, so hat zwar die Gemeinde diesen Zeitpunkt abzuwarten, kann sich aber beim Eintritt des-

selben, außer den bereits verauslagten Kosten, auch diejenigen Kosten erstatten lassen, welche ihr noch in einem späteren Zeitpunkte für Ausführungen erwachsen, ohne welche der Entwässerungsanlage die Vollständigkeit fehlen würde. Dies ist jedoch mangels einer Aufrechnung der wirklichen Kosten nur so möglich, daß feste Sätze nach dem unter f angegebenen Maßstabe gefordert werden. Demzufolge erheben viele Städte in Preußen auch Sätze für 1 m Frontlänge der Grundstücke, welche über die Kosten von 1 m der Entwässerungsleitung vor dem Grundstück mehr oder weniger weit hinausgehen, und zwar heute vielfach Sätze zwischen 25 und 50 M. Sowohl um sicher zu gehen, als um gerecht zu verfahren, sollte man derartige Einheitssätze auf Grund spezieller Kostenanschläge ermitteln, wenn die Kosten nicht bereits anderweitig bekannt sind. Es wird durch diesen in Preußen vom Gesetz bis zu einem gewissen Grade erzwungenen Verteilungsmodus der einmaligen Kosten einer Entwässerungsanlage übrigens ein Unrecht in einfacher Weise beseitigt, welches von der Verteilung nach der Frontlänge, wenn dabei nur die auf die einzelne Straße oder einen Teil derselben fallenden Gesamtkosten zu Grunde zu legen waren, schwer zu trennen sein würde, nämlich das: daß bei Gleichheit des Nutzens der Eigentümer an einer Straße, in welcher ein Kanal großen Profils liegt, viel höhere Kosten zu erstatten hätte, als der Eigentümer an einer anderen Straße, in deren Grunde ein Rohr von nicht größerer Weite als diejenige liegt, welche genügt, um die Wasser aus dieser einen Straße abzuführen.

Den nach Vorstehendem ermittelten Kostenbeiträgen treten für den einzelnen Eigentümer in Städten, welche außer den Straßenleitungen die Anschlußleitungen — etwa bis zur Straßengrenze — ausführen lassen, die Kosten dieser Anschlußleitungen in demselben Umfange hinzu, in welchem sie für das einzelne Grundstück erwachsen, sofern nicht die Stadt diese Kosten in die Gesamtkosten der Entwässerungsanlage einrechnet um sie demnächst anderweitig zu verteilen.

Es ist möglich, daß durch die Berücksichtigung einer besonders tiefen Lage der Kellersohlen in einzelnen Stadtteilen, Straßen oder Straßenteilen die Kosten der Entwässerungsanlage in den betreffenden Teilen allein, oder auch insgesamt eine Erhöhung erfahren. Dasselbe kann stattfinden, wenn die Bebauung sich ausnahmsweise weit hinter die Straßenflucht erstreckt oder ungeregeltes „Ausbauen“ stattfindet. Wie in solchen Fällen hinsichtlich der Aufbringung der Mehrkosten verfahren wird, kann nicht Gegenstand der Besprechung vom allgemeinen Standpunkt aus sein, sondern wird sich nach den Besonderheiten des Falles richten und vertragsmäßiger Regelung im Einzelfalle unterliegen müssen.

§ 461. Hinsichtlich der Aufbringung der dauernden Kosten, welche durch Unterhaltung und Betrieb der Entwässerungsanlage entstehen, befinden sich die Gemeinden in freierer Lage als in Bezug auf die Aufbringung der einmaligen Kosten. Es scheint demzufolge darin auch eine besondere Mannigfaltigkeit zu herrschen. Der Nutzungswert und die Frontlänge der Grundstücke, die Grundstücksfläche der Gebäude, die Gebäudesteuer, und die Wasserabgabe scheinen die am meisten gebräuchlichen Maßstäbe zu sein. Welcher von denselben am besten paßt, richtet sich teilweise nach der Art der Entwässerung. Werden nur Hauswasser aufgenommen, so wird die Wasserabgabe den verlässlichsten Maßstab bilden; doch kann auch bei Mitaufnahme des Regenwassers dieser Maßstab noch zuverlässig genug sein, wenn nicht etwa große Gartenflächen um oder bei den Häusern liegen, die keinen Beitrag zum Abfluß liefern. Anderweit begründet es vielleicht Unterscheidungen, ob Abgänge aus Wasserklossets aufgenommen werden oder ausgeschlossen sind, oder die Ableitung derselben freigestellt ist.

Berlin erhebt von den angeschlossenen Grundstücken neuerdings $1\frac{1}{2}\%$ des Nutzungs-(Ertrags-) Wertes; andere kleinere Orte in der Nähe Berlins gehen bis zu $3\frac{1}{2}\%$. Von Grundstücken in Charlottenburg und Schöneberg, welche an die Berliner Kanalisation angeschlossen sind, werden vertragsmäßig jährlich 6 M. für 1 m Frontlänge im Jahr gezahlt; daneben sind den betreffenden Gemeinden noch gewisse Leistungen, wie z. B. Reinigen der Straßensinkkästen und Bezahlung des Spülwassers verblieben. Wenn man eine mittlere Frontlänge annimmt, so fallen auf 1 Grundstück rund 100 M., daher bei der in Berlin herrschenden Wohndichte von 70—75 Bewohnern pro Grundstück auf den Kopf bis etwa 1,5 M. Unter Hinzurechnung von noch etwa 15—20 Pf. für die erwähnten besonderen Leistungen entfällt pro Kopf eine Jahresabgabe von 1,60—1,70 M. für Unterhaltung und Betrieb der Kanalisationswerke nebst Reinigung der Abwasser, d. h. also 30—35% mehr als in Berlin selbst, Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten sowie der Kosten der Rieselfelder nicht eingerechnet. Die angegebenen Sätze sind im allgemeinen hoch, und werden in anderen Städten vielfach nicht erreicht.

In Köln wird die Abgabe ebenfalls nach der Frontlänge erhoben, dabei aber zwischen bebauter und unbebauter Frontlänge unterschieden. Für 1 m bebauter Front sind jährlich 4 M., für 1 m unbebauter Front ist 1 M. zu entrichten; „Gartenfrontlängen“ kommen nicht in Anrechnung. Wenn ein Grundstück an zwei oder mehr Straßen liegt, werden diejenigen zwei Fronten, welche nach vorstehenden Sätzen die größten Beträge ergeben, zur Hälfte in Ansatz gebracht. Ermäßigung der Abgabe auf die Hälfte tritt bei Gebäuden ein, welche außer dem Erdgeschoß nur noch ein Geschoß besitzen; es rechnet dabei aber sowohl ein sogenanntes ausgebautes Kellergeschoß als ein ausgebautes Dachgeschoß als Geschoß. Für gewerbliche Betriebe wird die Gebühr durch besonderen Beschluss festgesetzt, mit der Maßgabe jedoch, daß dieselbe 30% für das aus dem städtischen Wasserwerke zum gewerblichen Betriebe gelieferte, bzw. 30% des fiktiven Wasserpreises für das auf der gewerblichen Anlage selbst geförderte Wasser nicht übersteigen soll. Hinzuzufügen ist hierzu, daß das Wasser zu gewerblichen Betrieben nach einer fallenden Skala bezahlt wird: Bei Lieferung von 1000 cbm werden 12 Pf. auf 1 cbm, bei Lieferung von 30 000 und mehr nur noch 5 Pf. berechnet. Nimmt man einen Mittelsatz von 8—9 Pf. an, so würden 30% etwa 2,5—3 Pf. ausmachen, gegenüber 1,44 Pf. Ausgabe, die z. B. der Stadt Berlin für 1 cbm Abwasser, abgesehen von der Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten, sowie der Kosten der Rieselfelder, erwächst. Die Kölner Vorschriften können sowohl nach der festgesetzten Höhe der Abgabe als nach der Unterscheidung zwischen bebauter, unbebauter und Gartenfront, sowie der Unterscheidung nach der Geschossezahl der Gebäude als angemessen, bzw. recht zweckmäßig bezeichnet werden.

In Dt. Wilmersdorf bei Berlin wird die etwaige Ungleichheit in der Belastung großer und kleiner Gebäude von gleicher Frontlänge durch Einführung der Frontlängen der Geschosse als Maßstab beseitigt; für 1 m Frontlänge jedes Geschosses wird eine Jahresabgabe von 1 M. erhoben.

Wird der Wasserzins als Maßstab angenommen, so beträgt die dauernde Entwässerungsabgabe in einigen Städten von $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{2}$ des Wasserpreises. Beim Preise von 10—20 Pf. für 1 cbm Wasser und einem Jahresverbrauch von 30 cbm pro Kopf würde sich die Höhe der Entwässerungsabgabe zwischen den Grenzen von 0,6—3,0 M. bewegen.

Bei der Verschiedenartigkeit der Verhältnisse wird von der Mitteilung noch weiterer Beispiele Abstand genommen. Es wird aber auf eine große Anzahl von betreffenden Zahlenangaben hingewiesen, die in Baumeister, Städtisches Straßenwesen und Städtereinigung, S. 306 ff., mitgeteilt sind.

XXXIV. Abschnitt.

Reinigung von Abwassern.

1. Kapitel.

Allgemeines über den gegenwärtigen Stand der Kenntnis im Abwasser-Reinigungswesen.

§ 462. In den Abschnitten III, IV und V, welche von Boden, Wasser und Luft handeln, und im Abschnitt XVIII, der die für die Reinigung von Abfallstoffen nach dem neueren Standpunkte der Kenntnis geltenden Anschauungen in ihren wesentlichen Zügen darlegt, sind die allgemeinen Grundlagen geschaffen, auf welchen, unter Hinzunahme des Inhalts von Abschnitt VI, Entwürfe zur Reinigung von Abwassern aufgebaut werden müssen. Was an den angegebenen Stellen gebracht wird, ermöglicht jedoch dem Techniker nicht viel mehr, als ein gewisses Zurechtfinden auf diesem schwierigen Gebiete, und ist nicht etwa wie ein Faden anzusehen, dessen Verfolgung den Projektverfasser sicher an das Ziel seiner Arbeit führt. Das würde selbst dann nicht möglich sein, wenn es anginge, einen vorliegenden Fall völlig losgelöst von den Anforderungen und Beschränkungen örtlicher Natur in Bearbeitung zu nehmen.

Um diese Thatsache zu erweisen, braucht nur auf einige wenige noch nicht abgeschlossene Fragen hingewiesen zu werden:

Chemiker und Hygieniker sind heute noch nicht über den vergleichenden Wert der Beurteilung von Wasser nach dem chemischen Befund und nach dem Keimbefund zur Einigkeit gelangt. — Daß die Nitrifikation organischer Stoffe in Wasser und Boden überwiegend, wenn nicht ganz auf der Thätigkeit der Bakterien beruht, ist allgemein anerkannte Thatsache. Man kennt auch einzelne Bakterienarten, welche nitrifizierend wirken; man kennt aber noch nicht den augenscheinlich großen Kreis aller hierher gehörigen Bakterien. Es fehlt deshalb auch die Kenntnis sogen. Leitbakterien, deren Anwesenheit und Menge vielleicht einen sicheren Schluß auf das Maß der Thätigkeit der Nitrobakterien erlauben würde, und selbstverständlich fehlt auch die Kenntnis der künstlichen Züchtung solcher Leitbakterien. Ferner ist noch unbekannt, wie sich der Prozeß der Nitrifikation in seinen Einzelheiten abspielt: ob der ganze Verlauf: von der Umwandlung des gebundenen Ammoniaks in freies bis zur Umformung in Salpetersäure und bezw. gasförmigen Stickstoff ein einheitlicher von denselben Bakterienarten bewirkter, ob er ein in verschiedene, streng gesonderte Phasen zerfallender ist,

wovon jede durch die Thätigkeit ganz bestimmter Bakterienarten hervorgerufen wird. Allerdings scheint letzteres der Fall zu sein; es wird damit die Aufgabe der Bestimmung von Leitbakterien um so schwieriger. Es ist ziemlich sicher, daß der Nitrifikation durch Bakterien der umgekehrte Prozeß der Denitrifikation, ebenfalls durch Bakterienarten, gegenüber steht; über letzteren ist in seinen Ursachen und in seinem ganzen Verlauf bisher noch sehr wenig festgestellt worden. — Für die Selbstreinigung der Gewässer ist die mineralogische Beschaffenheit ihres Bettes, das tierische und Pflanzenleben, das im Wasser auf der Sohle und an den Ufern sich breitet, von der allergrößten Bedeutung (vergl. im § 57); man kennt auch eine Anzahl von niederen Tieren und Pflanzen, die darin eine größere oder geringere Rolle spielen, und man weiß, daß das tierische und vegetative Leben eines Gewässers sich gewissermaßen stufenartig aufeinander aufbaut. Wie aber dieser Prozeß sich im einzelnen gestaltet, welches die genauere Thätigkeit jeder einzelnen Stufe ist, welche Pflanzen und Tierarten als Repräsentanten (Leitpflanzen und Leittiere) angesehen werden müssen, welche Rolle bei dem Vorgang Temperatur, Licht und sonstige mitwirkenden Faktoren spielen? sind alles Fragen, die die Wissenschaft heute erst nur im allgemeinen zu beantworten vermag; alles Genauere ist bisher dunkel.

Um noch einen letzten Punkt herauszuheben, so ist sogar die chemische Wirkungsweise von Fällmitteln, die zur Abwasserreinigung seit vielen Jahren und in ungeheueren Mengen verwendet werden, die man genau analysieren, auch nach Maß und Gewicht hinzufügen kann, in den Einzelheiten erst ungenügend erforscht, und insbesondere der gesetzmäßige Zusammenhang zwischen Menge, Beschaffenheit, Wirkungsdauer und Reinigungserfolg noch längst nicht genauer erkannt.

§ 463. Die vorstehend erwähnten Punkte, denen sich noch eine Reihe anderer anfügen ließe, sind Hauptpunkte, deren Einfluß auf die Gestaltung eines Projekts auch dem Nichtspezialisten geläufig sein muß, die aber nur dazu ausreichen, letzterem einen Einblick in das weite Arbeitsgebiet des Spezialisten engeren Sinnes zu eröffnen.

Der heutige Stand der Dinge belastet jeden, der bei der Anlage von Reinigungsanlagen beteiligt ist: Projektverfasser und Behörden, in deren Händen die Entscheidung ruht, mit einer großen Verantwortlichkeit; er zwingt bei allen Entschlüsse zu äußerster Vorsicht, insbesondere aber dazu, die Frage nach Aushülfen, Reserven, welche beim Zurückbleiben des Erfolgs hinter dem erwarteten herangezogen werden können, in allergründlichster Weise zu behandeln, und „Experimente im großen“, sofern es sich nicht um bloße Versuche, von deren Erfolg nicht gerade viel abhängt, handelt, zu scheuen. Dieser Stand der Dinge erklärt das heutige vielfache Tasten, das öftere bloße Nachahmen, die Thatsache, daß manches von dem, was in Abwasserreinigungsanlagen geschaffen worden ist, und noch heute geschaffen wird, als Ausfluß bloßer Empirie, als erster Versuch aufgefaßt werden muß, an dem die Zeit Veränderungen fordern wird. Man würde sogar in dem Falle ein großes Maß von Unsicherheit in den Kauf nehmen müssen, daß die Lösung der Aufgabe: eine rationelle Abwasserreinigungsanlage zu entwerfen, auszuführen und später zu betreiben, in eine einzige Hand gelegt werden könnte. Um wie viel größer wird die Unsicherheit sein, da es sich um ein Arbeitsgebiet handelt, das in mehrere Einzelgebiete zerfällt, welche vielfach ineinander greifen: neben anderen diejenigen des Hygienikers, Chemikers und des Technikers. Damit nur etwas Befriedigendes geschaffen werde, ist beim Arbeiten ein enges Zusammenwirken zwischen den Vertretern dieser Gebiete unerlässlich.

§ 464. Während aber die Mittel und Wege zur Abwasserreinigung in vielen Einzelheiten noch unsicher sind, und es noch vieler wissenschaftlicher Versuche, vieler praktischer Arbeit und langer Erfahrung bedürfen wird, um jede Aufgabe dieses Gebiets mit Sicherheit anfassen zu können, steht das zu erreichende letzte Ziel jeder Abwasserreinigung unverrückbar fest: Wie die Natur in dem Kreislaufe, den das Wasser auf der Erde durchmacht, es aus dem unreinen Zustande, in den es bei Be- rührung mit Luft und Boden und allem, was für seinen Zutritt erreichbar ist, gerät, in den reinen Zustand, in welchem wir es, für den Genuß unmittelbar geeignet, in nicht verunreinigten tieferen Bodenschichten verschlossen, oder in Dampfform in der freien Atmosphäre wieder antreffen, zurückführt; so müssen auch die Abwasser- reinigungsverfahren darauf hinausgehen, ein Erzeugnis zu schaffen, das für den Ge- brauch als Trinkwasser, wenn auch vielleicht erst nach einer verfeinernden Zwischen- behandlung, brauchbar ist. Dieses Ziel wird uns bereits heute bei den Schwierig- keiten, mit welchen die Versorgung mancher Städte mit ausreichenden Mengen guten Trinkwassers zu kämpfen hat, näher gerückt, und es stellt sich unserem Blicke noch deutlicher gegenüber bei den Belastungen, welche den städtischen Gemein- wesen einerseits aus den Veranstaltungen zur Wasserversorgung, andererseits aus der gesundheitlich einwandsfreien Beseitigung ihrer Abwasser erwachsen.

Im Augenblicke schwebt das aufgestellte Ziel freilich wohl noch manchem als ein bloß ideelles vor; immerhin darf dasselbe keineswegs als unerreichbar gelten, nachdem in den letzten Jahren die auf noch unzureichenden wissen- schaftlichen Grundlagen basierenden Abwasserreinigungsverfahren teilweise so weit entwickelt worden sind, daß sie ein Erzeugnis liefern können, welches, vom chemischen Standpunkt beurteilt, als Trinkwasser dem Versorgungswasser mancher Städte gleichzustellen ist, bezw. dasselbe übertrifft. Und wenn die Be- nutzung derart gereinigten Wassers heute noch als unzulässig gilt, weil die Sicher- heit, welche dasselbe in Bezug auf Abwesenheit von Keimen bedenklicher Art bietet, als zu gering erachtet wird, so ist angesichts der hohen Entwicklung, welche die Bakteriologie und die Lehren von den Infektionskrankheiten in den beiden letzten Jahrzehnten gewonnen haben, wohl zu hoffen, daß in nicht ferner Zeit Mittel aufgefunden werden, durch die jene Anzweiflung, sei es gegenstandslos gemacht, sei es auf ihre Begründung im einzelnen Falle, einer zuverlässigen Be- urteilung unterworfen werden kann. Etwaigen Schwierigkeiten, die für viele in dem „ästhetischen Moment“ liegen dürften, vermag der Verfasser gegenüber Gründen von dem Gebiete der Wissenschaft, nur die geringere Bedeutung zuzugestehen.

Ein ungefähres Abbild von dem bis heute erst erreichten mangelhaften Zu- stande der Kenntnis von Wirkungsweise und Wirkungsgrad der Abwasserreinigung läßt sich aus einer nur flüchtigen Einsichtnahme der hauptsächlichsten deutschen und der ausländischen Fachliteratur — wobei unter letzterer nur die englische und amerikanische verstanden sein soll — gewinnen. Auch wenn man den Einfluß, den insbesondere klimatische Faktoren üben, voll in Rechnung stellt, läßt sich für Unterschiede in der technischen Durchbildungweise der Abwasserreinigungs- anlagen in Deutschland, England und Amerika in dem Falle keine ausreichende Er- klärung gewinnen; daß man außer acht läßt, daß einiges davon auf bloßer Empirie, anderer auf Verschiedenheiten in der wissenschaftlichen oder wirtschaftlichen oder gesundheitlichen Auffassung beruht.

2. Kapitel.

Einiges über Abwasser-Reinigung in England.

§ 465. In England hat nach den erstmaligen bekannt gewordenen Versuchen Frankland's d. Ä.* die Reinigung durch Filtration in vielfach wechselnden Formen, und mit den verschiedensten Filtermaterialien: Sand, Kies, Koke, Knochen- und Holzkohle, gebrannte Thon in Form von Schotter, tierische und pflanzliche Stoffe in künstlicher Schichtung, und natürlich gelagerter Boden, größere Ausdehnung gewonnen. Da aber das Wesen der Wirkungsweise der Filtration zumeist nur in einer bloß mechanischen Zurückhaltung der Schmutzstoffe, und bloß nebensächlich in der Umbildung geringer Mengen gelösten Stickstoffs gesehen wurde, meist mit geringem Erfolg. Letzterer wurde immer auch nur vom chemischen Standpunkt beurteilt, weil bis in die neuere Zeit hinein der in der Keimzahl gegebene Maßstab noch unbekannt war. Oft wurde der Filterabfluß noch einer Belüftung unterzogen, zuweilen demselben Sauerstoff in sauerstoffreichen Lösungen zugeführt. Bei Benutzung natürlichen Bodens wurden die Flächen — im Wechselbetrieb — vielfach zum Fruchtanbau benutzt, also eine Art der Reinigung ausgeführt, die man als Zwischenstufe zwischen Filtration und Berieselung ansehen kann. Neben den genannten Verfahren, die bis heute in ausgedehnter Anwendung stehen, bündigte sich Berieselung — aber in weniger systematischer Ausführungsweise, als dieselbe in Deutschland durchgeführt wird — ein; vielfach fand nur eine ganz geringe Herrichtung der betreffenden Flächen statt, und erfolgte die Aufbringung der Abwasser auf das Rieselland unter vorwiegender Berücksichtigung des landwirtschaftlichen Nutzens. Es muß allerdings hinzugefügt werden, daß es auch in England neben Rieselfeldern, bei deren Betrieb die hygienischen Ansprüche in zweiter Linie gestellt werden, solche gibt, bei welchen man, wie den Ansprüchen der Landwirtschaft, so auch denjenigen der Gesundheitspflege gerecht zu werden weiß; sie dürften jedoch in der Minderheit sein. Auch das dritte Hauptreinigungsverfahren: Klärung, entweder bloß mechanische, oder unter Mitbenutzung von Chemikalien, hat in England einige Ausbreitung gewonnen, und zwar, soviel bekannt, beinahe ausschließlich unter Anwendung von Becken, welche von den Abwassern langsam durchflossen werden, oder auch solchen, in denen dem Wasser eine gewisse Ruhezeit gelassen wird. Von Klärbrunnen und Klärtürmen nach deutscher Bauweise haben bisher nur erstere in England Eingang gefunden. Da mit nur wenigen Ausnahmen keines der bisher angewendeten Reinigungsverfahren befriedigt hat, scheint es, daß in der neuesten Zeit das besondere Interesse sich den biologischen Reinigungsverfahren — der Abwasserreinigung mittels sogenannter Oxydationsfilter — zuwendet. An diesem Wechsel der Anschauungen sind indessen wohl ebenso sehr die heute fast überall lebendigen wissenschaftlichen Forschungen auf dem Gebiete der Bakteriologie, als insbesondere die erfolgreichen Versuche über Filterwirkungen und andere über mechanisch-chemische Abwasserreinigung, die in der Versuchsanstalt des Massachusetts State Board of Health zu Lawrence seit Mitte der 80er Jahre durchgeführt wurden, beteiligt.

Mit wenigen Worten läßt sich die Entwicklung, welche das Abwasserreinigungsverfahren in England genommen hat, dahin charakterisieren, daß die betreffenden Anlagen bisher eine große Vielseitigkeit erlangt haben, daß die älteren Anlagen dem Standpunkte nur der bloßen Empirie entsprechen, daß aber gerade

*) First Report of the Royal Commission appointed in 1868 to inquire into the best means of preventing the pollution of rivers. London 1870.

dadurch, daneben aber durch das in verhältnismäßig sehr großen Kreisen verbreitete Interesse an diesem Zweige der angewendeten Gesundheitslehre der wissenschaftlichen Behandlung der Aufgabe, die in neuerer Zeit dort eifrig gepflegt wird, in ungewöhnlichem Maße vorgearbeitet worden ist.

Hinzuzufügen ist, daß nicht nur die klimatischen Verhältnisse Englands und die sehr lange Küstenerstreckung des Landes, ferner der an vielen Stellen tief in das Land eindringende Wechsel von Ebbe und Flut, die größere Empfänglichkeit breiter Bevölkerungsschichten für Komfort und Reinlichkeitspflege, endlich der nationale Wohlstand, Faktoren für ein rasches Fortschreiten in der Lösung der hier fraglichen Aufgabe bilden, welche in anderen Ländern mehr oder weniger entbehrt werden. Auf der Gegenseite wirken als erschwerende Faktoren die größere Regenmenge, ferner die in vielen englischen Städten herrschende relativ große Fabrikthäufigkeit, durch die sowohl die Menge als die Beschaffenheit der Abwasser im Sinne ihrer Reinigung ungünstig beeinflußt werden, endlich ein Wasserverbrauch der denjenigen in deutschen Städten in der Regel um 50—100% übersteigt. Neuerdings sucht man dem übergroßen Verbrauch — durch Einführung von sogenannten Distriktswassermessern — zu steuern. Ein wesentlicher Unterschied in der Konzentration der Abwasser englischer Städte gegen diejenige der Abwasser deutscher Städte scheint trotz des höheren Wasserverbrauchs nicht zu bestehen.

§ 466. Die in weiten Gebieten Englands fallenden sehr großen Jahresregenmengen, welche im Durchschnitt des ganzen Landes vielleicht 800—900 mm, und vereinzelt das Doppelte erreichen, zusammen mit der vielfach vorhandenen Leichtigkeit die Regenwasser ins Meer zu leiten, oder an ein nahe vorbeifließendes Gewässer abzugeben, haben von vornherein die getrennte Ableitung von Regen- und Schmutzwasser begünstigt, und dadurch wiederum Art und Umfang der Reinigungsanlagen für letztere stark beeinflußt, da, je größere Gleichmäßigkeit nach Beschaffenheit und Menge von Schmutzwasser stattfindet, um so mehr die Reinigungsaufgabe erleichtert ist, und um so eher der Blick sich auf diejenigen Reinigungsverfahren lenkt, die man — im Gegensatz zu dem sogenannten natürlichen durch Rieselung — als künstliche zu bezeichnen pflegt.

In der weiterhin folgenden Mitteilung von einigen Beispielen englischer Abwasserreinigungsanlagen aus älterer und neuerer Zeit handelt es sich teils um bloß mechanisch wirkende Filterwerke, teils auch um Oxydationsfilter, in welchen die Reinigung engeren Sinnes ein chemisch-biologischer Prozeß ist.

Eine Abwandlung der Einrichtungen letzteren Verfahrens, deren spezielle Durchbildung von Cameron herrührt, besteht in der Hinzufügung des sogenannten Faulraumes (septic tank), eines geschlossenen Behälters von etwa der Größe der Abwassermenge eines Tages, der vom Wasser langsam passiert wird; auf Zweck und Bedeutung desselben wird weiterhin näher eingegangen werden.

Ueber die in den Filtern geschehenden Umsetzungsvorgänge, die das eigentliche Kriterium der Wirksamkeit derselben bilden, läßt sich (nach Dunbar) weder aus dem vergleichenden Gehalt der Abwasser an Albumenoid-Ammoniak, noch an flüchtigem Ammoniak, noch an organischem Stickstoff, noch an Gesamtstickstoff ein sicheres Urteil gewinnen; einzige maßgebend dafür ist der in dem Abfluß der Filter auftretende Gehalt an Salpetersäure. Die Veränderungen, welche an allen übrigen genannten Stoffen in dem Oxydationsfilter vor sich gehen, würden sich durch einfaches Niederschlagen und Zurückhalten jener Stoffe in dem Filterkörper zwanglos erklären lassen.

Es ist auch als ein Ausfluß dieser Unsicherheit über den Wert der in Rede befindlichen Kriterien anzusehen, daß die maßgebenden Stellen in England die

Aufnahme der in Oxydationsfiltern — und sonstwie, außer durch Rieselung — gereinigten Abwasser in offene Gewässer nicht zulassen, ohne daß dieselben vorher über eine Bodenfläche von gewisser Größe geleitet werden.

Dibdin, einer der Erfinder des biologischen Reinigungsverfahrens, der das-selbe als erster in England zur Ausführung brachte, hat übrigens genauere Feststellungen über die Menge der durch dieses Verfahren aus den Abwassern entfernten gelösten Stoffe angestellt, und kam dabei auf große Unterschiede in der Wirksamkeit der verschiedenen von ihm benutzten Materialien. Er fand, daß bei gleicher Behandlung der Filter durch Ziegelschotter 48,3 %, durch Sand 46,6 %, durch groben Kies 52,6 %, durch Koke 62,2 % und durch Patentmaterial (?) mit Sand gemischt 60 % jener Stoffe aus den Abwassern entfernt werden. Es lasse sich aber jeder gewünschte (?) Reinheitsgrad erzielen, da derselbe nur von der Dauer des Verweilens der Abwasser im Filter abhänge. Wie weiterhin folgende Mitteilungen darthun, bedarf letztere Ansicht einer Einschränkung, während die Zahlen über den Erfolg der Reinigung relativ aufgefaßt richtig stehen mögen.

In England, besonders aber in Amerika geschieht die Beurteilung des Reinigungserfolgs meist nur nach der Menge des aus den Abwassern entfernten freien Ammoniaks plus der Menge des entfernten gebundenen Ammoniaks (Albumenoidammoniaks); nur zuweilen wird die Oxydierbarkeit des Wassers und die Zahl der entfernten Keime hinzugenommen. Abgesehen von Verschiedenheiten in den Bestimmungsmethoden hüben und drüben (worüber auf die in der Fußnote zu S. 326 gemachte Bemerkung hinzuweisen ist), kann durch jenen Maßstab ein allseitiges Bild von dem Reinigungserfolg nicht gewonnen werden, und wohl aus diesem Grunde hat derselbe in Deutschland bisher keinen Eingang gefunden. Speziell bei der Beurteilung von Wassern, die durch Filtration gereinigt sind, kommt hinzu, daß, nach den bekannten Versuchen von Fränkel und Piefke, selbst Sandfilter, wie sie zur Reinigung von Trinkwassern gebraucht werden, nicht keimdicht sind. Um wie viel weniger läßt sich von den ganz anders gearteten Filtern für Abwasser Keimdichte erwarten, und um wie viel höhere Bedeutung müßte gerade deshalb der Keimzahl in den durch Filtration gereinigten Abwassern beigelegt werden.

§ 467. Den jetzt folgenden Beispielen ist die Bevorwortung vorauszuschicken, daß, wie es nach den im vorstehenden gemachten Darlegungen selbstverständlich ist, dieselben nicht als eigentliche Musteranlagen, sondern nur als Vertreter von ein paar Gattungen ausländischer Reinigungswerke vorgeführt werden, die nicht einmal alle den derzeitigen Stand der wissenschaftlichen Auffassung und Praxis in sich verkörpern.

Fig. 511 und 512 stellen die Anlage für eine Londoner Irrenanstalt (Ontario Hospital for the Insane) dar. Die Kanäle nehmen Haus- und Regenwasser gemeinsam auf und führen dieselben einem überwölbten Absitzbecken von 380 cbm Inhalt zu, das am Eingang mit einem Gitter versehen ist. Der Trockenabfluß beträgt pro Tag etwa 230 cbm. Aus dem Absitzbecken werden die Wasser durch eine Schleuderpumpe von der Größe, daß die ganze Tagesmenge in 1 Stunde gefördert werden kann, zu einem Gelände von 12 ha Ausdehnung gedrückt, von welchem 2 ha durch Gräben von 31 cm Tiefe in Beete von 3 m Breite ausgelegt sind. Diese Anlage wirkt wesentlich als Filter und ist drainiert; die Drains liegen unter den Mitte der Beete, welche auch zum Fruchtanbau benutzt werden. Jeden Tag wird $\frac{1}{3}$ der Fläche beschickt, und es folgen dann 2 Ruhetage; es empfangen daher im normalen Betriebe $\frac{1}{3}$ ha jeden 3. Tag 230 cbm Wasser, was einer Jahresmenge pro Hektar von etwa 42 000 cbm entspricht. Diese Wassermenge ist groß; deshalb, und zur Aushilfe bei Regenwetter, ist von dem Gelände ein Stück von fast 5 ha Größe zur Berieselung (broad irrigation) eingerichtet, wobei die Aptierungsarbeiten auf das

Allernotwendigste beschränkt worden sind, wie die Figur erkennen läßt. Bei der Rieselfläche ist, wie bei den Filtern, Dreiteilung vorhanden.

Aehnliche englische Filteranlagen — auch für Zwischenanbau von Früchten bestimmt — stellen die Fig. 513 und 514*) dar. Fig. 513 zeigt die Benutzung natürlichen Bodens, Fig. 514 die Beschüttung eines flach liegenden Geländes mit Sand, Drainage in geringer Tiefe unter dem Sandbett und, zur Ermöglichung von Wechselbetrieb, die Unterteilung des größeren Beckens in eine Anzahl kleinerer.

Hampton, eine Stadt mit heute 7000 Einwohnern, ist nach dem „System Shone“ (mit 11 Ejektorstationen) entwässert. Die tägliche Abwassermenge beträgt etwa 500 cbm; derselben ist weder Regenwasser noch Fabrikwasser beigemischt. Die Abwasser werden in einer dreistufigen Filteranlage gereinigt, in welcher die Stufenhöhen um die Dicke der Filterschicht von 1,22 m, plus der Weite der Ablaufröhre (von etwa 30 cm), also um rund 1,5 m verschieden sind. Jede der 3 Stufen enthält 5 Filterbetten, in der Oberstufe von 10,87 m Breite, 15,25 m Länge, 1,22 m Tiefe, daher von insgesamt 965 cbm Inhalt, in der Mittelstufe von 10,82 m Breite, 16,47 m Länge, 1,22 m Tiefe, daher von insgesamt 1085 cbm Inhalt, in der Unterstufe von 10,82 m Breite, 17,69 m Länge, 1,22 m Tiefe, daher von insgesamt 1170 cbm Inhalt. Die Filter bestehen aus Kohlenschlacke, in der Oberstufe mit 2—10 cm, in der Mittelstufe mit 0,5—1,5 cm und in der Unterstufe mit 0,2—0,5 cm Korngröße. Der Filterbetrieb findet nur während der Tagesstunden statt; die während der Nachtstunden zufließende geringe Wassermenge wird in den Kanälen und den Ejektoren angesammelt. Die ganze Filteranlage wird in der 10—12stündigen Arbeitsdauer zweimal beschickt, und zwar so, daß zum Füllen jeder Stufe bis 2 Stunden, zum Ablassen nur kurze Zeit gebraucht wird, und die Wasser 2 Stunden in jeder Stufe festgehalten bleiben. Zwischen je 2 Füllungen liegt eine Ruhepause von mindestens 2 Stunden, so daß mit Hinzurechnung der nächtlichen Ruhepausen die Filter täglich mindestens 12 Stunden Ruhe haben. — Vor der Oberstufe der Filter liegt ein kleiner Sandfang mit Gitter, dessen Wirkung sehr gering ist. Die Aufleitung auf die oberste Filterstufe geschieht mittelst Furchen, die in die Filterfläche eingeschnitten sind. Das in jedem Filterbecken aus am Grunde liegenden Thonrohren abfließende Wasser gelangt von der Oberstufe auf die Mittelstufe in drei Halbrinnen aus gebranntem Thon, die in je 0,6 m Abstand Zweigleitungen aus halboffenen Rinnen haben. In gleicher Weise wie vor geschieht die Aufleitung von der Mittelstufe auf die Unterstufe. Zum leichteren Entweichen von Luft haben die Filter der Ober- und Mittelstufe am oberen Ende je 3 senkrechte Entlüftungsrohre, die über die Filterfläche aufragen. Das aus der Unterstufe abfließende Wasser wird durch einen Ejektor gehoben und der Themse zugeleitet; es ist so gut gereinigt, daß es als Kesselspeise und Kühlwasser zu gebrauchen ist. Nach mitgeteilten Analysen wurden 2784 mg gelöste Stoffe auf 1004 mg und die Gesamtmenge des Ammoniaks von 94,5 mg auf 1,42 mg vermindert,

Fig. 511 u. 512.

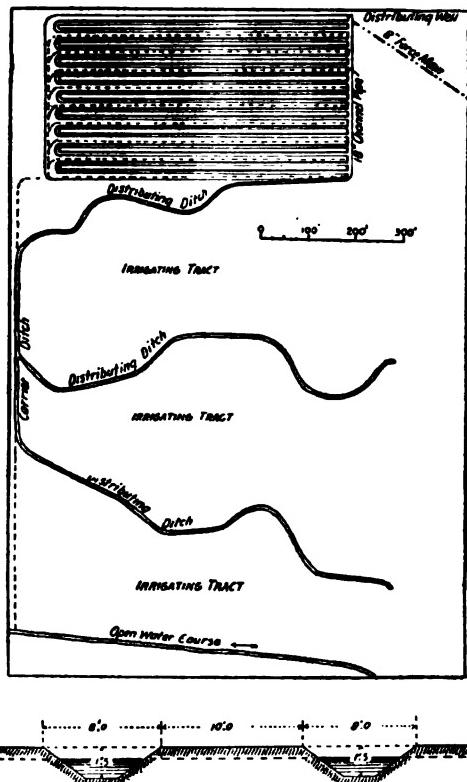
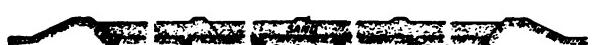
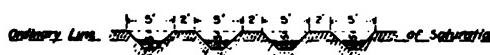


Fig. 513 u. 514.



*) Nach: Rafter und Baker, Sewage Disposal in the United States.

während der Sauerstoffverbrauch bei der Oxydation (in 4stündiger Dauer und bei der Temperatur von 30° C.) von 129,4 mg auf 4 mg herabging.

Nachdem die Anlage seit 18 Monaten im Betriebe ist, beträgt der Leerraum der Filter noch 24—25 % des Filterinhalts. Nur auf den Filtern der Oberstufe sammelt sich Schlamm in einiger Menge, untermischt mit Papierresten, und nur hier sind öftere Abräumungen erforderlich; die beiden anderen Stufen halten sich rein und alle 8 Stufen lassen in Proben aus der Tiefe keine sinnfällige Verunreinigung und keinen Geruch wahrnehmen. Der Verschmutzung der Oberstufe würde durch eine bessere Vorreinigung des Abwassers vorgebeugt werden können. Bei 500 cbm täglicher Abwassermenge entfallen auf 1 cbm Filterinhalt: der Oberstufe 0,52, Mittelstufe 0,46, Unterstufe 0,43 cbm, Oberstufe und Mittelstufe zusammengerechnet 0,244 cbm, Mittelstufe und Unterstufe desgleichen 0,222 cbm und bei Zusammenrechnung aller drei Stufen 0,156 cbm gereinigtes Wasser.

Bei Wegfall der Unterstufe (die bei geringeren als den hier an die Reinheit des Wassers gestellten Anforderungen zulässig sein würde) berechnet sich die mit 1 cbm Filtermaterial in 1 Jahr zu reinigende Wassermenge zu $365 \cdot 0,244 = 89$ cbm, und bei Benutzung aller 3 Stufen zu $365 \cdot 0,156$ rund 57 cbm.

Würde man die Tiefe des Filters zu 1 m rechnen, so handelte es sich um dieselben Flächenzahlen wie vor, doch mit Berücksichtigung des Erfordernisses an Nebenraum vielleicht um 50 % Mehrfläche, oder — was dasselbe ist — um nur $\frac{2}{3}$ so große Wassermengen für 1 qm wie oben berechnet sind, d. h. also um rund 60 bzw. 38 cbm Wasser im Jahr. Danach würden 600 000 bzw. 380 000 cbm Abwasser, die von etwa 15 000 bzw. 10 000 Menschen erfolgen, auf 1 ha Gelände fläche reinigungsfähig sein.

Die Stadt Exeter mit 47 000 Einwohnern erbaut zur Zeit (Mitte 1900) eine aus Faulraum (septic tank) und Filtern bestehende Reinigungsanlage für die aus Regen- und Hauswasser bestehenden Abwasser der Stadt, welche (nach Angabe) sehr verdünnt sind, obgleich der Wasser- verbrauch pro Kopf und Tag nur 114 l beträgt. Die Anlage besteht aus dem überwölbten Faulraum von $114 \times 57 = 6498$ qm und 2,5 m Tiefe, also 16 245 cbm Inhalt, wobei nach der Annahme einer größten Abwassermenge von 13 500 cbm auf 1 cbm tägliche Abwassermenge 1,2 cbm Faulrauminhalt kommen. Der Faulraum erhält Einrichtungen zum Ablassen der niedergeschlagenen Schlammmengen.

Die Filter werden in 8 Abteilungen von je 4 Becken mit zusammen 180,5 m Länge, 125 m Breite und 1,22 m Tiefe, also einer Gesamtfläche von 22 563 qm und einem Inhalt von 27 526 cbm erbaut, wobei auf 1 cbm Filter an Regentagen 0,49 cbm Abwasser, bei Trockenabfluß aber nicht voll 0,20 cbm kommen.

Die endgültige Anlage ist nach 4jährigen Erfahrungen an einer Versuchsanlage projektiert worden, in welcher täglich etwa 200 cbm Abwasser verarbeitet wurden. Dieselbe bestand aus einem Faulraum von 240 cbm Inhalt und 5 Filtern von je 6 m Breite, 11,5 m Länge und 1,22 m Tiefe, also der Flächengröße von 69 qm und dem Inhalt von 84 cbm. Danach entfällt auf 1 cbm Abwasser ein Faulrauminhalt von 1,2 cbm und ein Filterinhalt von 0,48 cbm. Die Filter bestehen aus Kohlenschlacke von 0,5—1,5 cm Korngröße und haben einen Gesamthohlraum von etwa 30 %. — Das Abwasser gelangt in den Faulraum nach Passierung einer kleinen, nur zum Asetzen von schweren Sinkstoffen dienenden Kammer, durch Rohre, die unter dem Wasserspiegel der Vorkammer und ebenso desjenigen des Faulraumes eintauchen. Aus der Faulkammer fließt das Wasser in einen Trog, über dessen Rand es, behufs Anreicherung mit Luftsauerstoff, in dünner Schicht abläuft, um alsdann durch selbstthätige, durch Kippgefäße in Wirksamkeit gesetzte Apparate auf die Filter geleitet zu werden. Die Apparate bewirken die Beschickung eines Filters in der Dauer von etwa 2 Stunden; während derselben Dauer wird das Wasser im Filter festgehalten, um dann abermals innerhalb der Dauer von 2 Stunden auszufließsen. Da jedes Filter im Laufe eines Tages nur 2mal beschickt wird, so sind die Ruhepausen ähnlich wie bei der Anlage in Hampton, doch insgesamt länger, weil das fünfte Filter als Reserve vorhanden ist, die es ermöglicht, nach je 4 Wochen ein Filter eine volle Woche hindurch ruhen zu lassen. Die Beachaffenheit des gereinigten, nur ein Mal gefilterten Wassers wird nach dem Augenschein als günstig beurteilt. Analysenergebnisse sind folgende: Rohwasser 814 mg; Wasser beim Verlassen des Faulraumes 538 mg; Wasser beim Austritt aus den Filtern 455 mg. Für den Gesamtgehalt an Ammoniak gelten die folgenden Zahlen: 73,5 bzw. 47 bzw. 18 mg, und für die Oxydierbarkeit 61 bzw. 20 bzw. 4,7 mg. Nach diesen Zahlen entspricht die Reinigung strengeren Anforderungen nicht. — Was die Dauer der Dienstfähigkeit der Filter betrifft, so ist nach 4 Jahren die Erneuerung der obersten Schicht in etwa 30 cm Stärke notwendig gewesen. — Von Interesse sind einige Beobachtungen über das Verhalten des Wassers in dem Faulraum. Es hat sich in der 4jährigen Betriebsdauer ein Bodensatz von etwa 30 cm Höhe und auf der Oberfläche des Wassers eine dichte Schlammschicht von etwa 20 cm Höhe gebildet. Ueber letzterer entwickelt sich brenn-

bares Gas (Sumpfgas?), das in einem Auerbrenner mit Leuchtflamme verbrennt. Ob letztere Thatsache technisch verwertbar ist, ob sie sich anderweitig wiederholt? u. s. w., sind vorläufig nicht zu beantwortende Fragen. Die Verfasser des Berichts äußern sich über die Leistung des Faulraumes dahin, daß dieser hauptsächlich zur Befreiung von Sinkstoffen wirksam sei.

Die Abwasser von Yeovil sind im Gegensatz zu denjenigen von Exeter stark verunreinigt, und es handelt sich bei ihnen nicht um Hauswasser allein, sondern um solche, die Industrieabwasser in reichlichen Mengen enthalten; unter letzteren sind die Abwasser von Gerbereien, Handschuhfabriken, Brauereien und Färbereien vorwiegend. Die drei erstgenannten Gattungen von Fabriken liefern Abwasser, welche reich an Stickstoff, also den Hauswassern ähnlich sind; die Färbereiabwasser enthalten aber neben Stickstoff Beizen und Gifte, sowie reichliche Mengen von Schwebestoffen. Die Wirkung der Filtration gerade auf Abwasser dieser Zusammensetzung besitzt ein besonderes Interesse.

Die Reinigungsanlage in Yeovil stimmt in der Anordnung mit derjenigen in Exeter überein, enthält also einen Faulraum von etwa dem gleichen Inhalt wie die tägliche Wassermenge und 6 kleine Filter von je 2,1 m Breite und 10 m Länge, also insgesamt 126 qm Fläche und — bei 0,9 m Tiefe — von 113 cbm Inhalt. Auf 1 cbm entfallen dabei täglich 0,8 cbm Abwasser. Die Filter sind aus Kohlenschlacke von 0,5—1,5 cm Korngröße gebildet. Der Reinigungserfolg erwies sich zunächst ungenügend. Um über das Maß der als notwendig erkannten Vervollständigung Gewissheit zu erlangen, wurden noch zwei kleine Versuchsfilter aus Kohlenschlacken von 0,8—0,6 mm Korngröße angelegt, welchem man das Wasser durch Vermittelung eines kleinen Behälters zuführte, nachdem es in demselben eine 5stündige Ruhezeit durchgemacht hatte. Danach wurden die beiden Versuchsfilter in derselben Weise betrieben wie die erste Filtergruppe, nämlich mit je etwa 2 Stunden Füllung, Ruhe und Entleerung.

Der Erfolg der Behandlung der Abwasser spricht sich in nachstehenden Zahlenreihen aus:

	Gesamtgehalt an Ammoniak bei drei Proben			Oxydierbarkeit des Wassers bei denselben drei Proben		
	1.	2.	3.	1.	2.	3.
Rohwasser	59 mg	64,9 mg	27,4 mg	100 mg	112,2 mg	36,2 mg
Abnahme nach Verlassen des Faulraumes auf . . .	90 %	62 %	64 %	65 %	46,8 %	57 %
desgleichen nach Verlassen der ersten Filterreihe auf . . .	40 ,	22 ,	18,5 %	26 ,	15,8 ,	15 ,
desgleichen nach Verlassen der zweiten Filterreihe auf . . .	23 ,	—	9 %	17 ,	—	8 ,

Danach ist der Aufenthalt des Wassers im Faulraum sehr wirksam, von viel größerer Wirksamkeit jedoch der Durchgang durch die erste Filterreihe. Bei der zweiten Filtration findet Erhöhung des Reinigungserfolgs auf etwa das Doppelte statt; immerhin wird auch dadurch das Wasser noch wenig vollkommen von gelösten Stoffen befreit. Für diese Gattung von Abwassern würde daher eine Herabsetzung der täglichen Leistung, die 1 cbm Filter ergibt, von 0,8 cbm auf 0,4 cbm bei strengen Anforderungen noch nicht genügen, und es müßte eventuell eine dritte Filterreihe hinzugefügt werden. Doch hat die Stadt sich entschlossen, nach der 2½-jährigen Versuchsdauer eine Reinigungsanlage für die Abwasser einer Bevölkerung von 14 000 Köpfen, mit Faulraum und zweifacher Filtration (d. h. 0,4 cbm täglicher Reinigung auf 1 cbm Filter) herzustellen. Die Kosten derselben sind zu 280 000 M. berechnet.

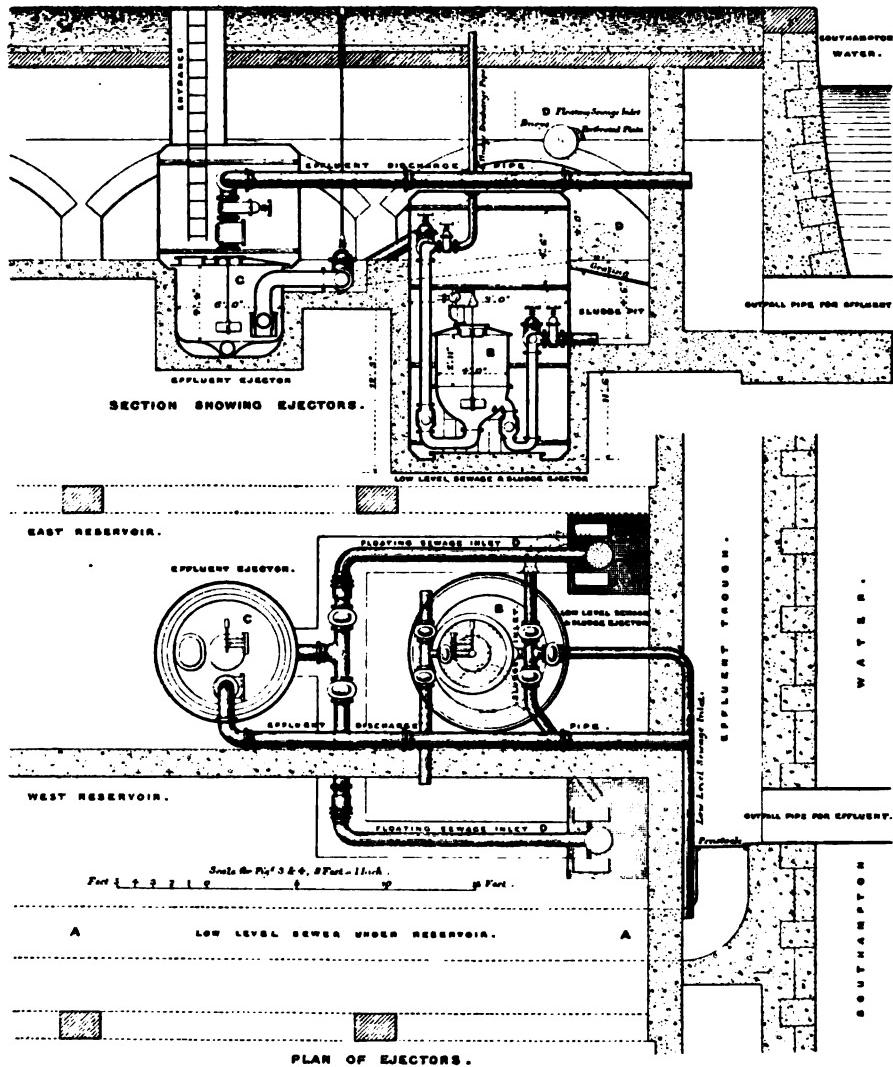
Außer den beiden Formen, des biologischen Reinigungsverfahrens: mit und ohne Faulraum, die in den vorstehenden Beispielen berücksichtigt sind, giebt es in England noch eine Anzahl von Abwandlungen dieses Verfahrens. Auf solche hier einzugehen erübrigt sich um so mehr, als dieselben sich zumeist wohl noch im Versuchsstadium befinden.

In Southampton gingen früher die Abwasser aus einem von etwa 13 000 Menschen bewohnten Stadtteil, die eine tägliche Menge von etwa 2300 cbm lieferten, in zwei zum Wechselbetriebe eingerichtete Becken, aus welchen sie bei Niedrigwasser ungereinigt abgelassen wurden; ein kleiner Teil, der in einem tief liegenden Kanal herzuflöß, wurde bei Niedrigwasser ohne Berührung der Becken ausgelassen. Die Stadt beschloß eine Änderung in dem Sinne, daß die

gesamte Abwassermenge einer gewissen Reinigung unterworfen, und daß mit der notwendigen Anlage auch eine Verbrennungseinrichtung für den Hausekriecht der ganzen Stadt verbunden werden solle. Diese Aufgabe ist in den Fig. 515—517 in folgender Weise gelöst worden:

Ps ist in den Zuleitungskanal, etwa 50 m von der Einmündung in die erwähnten Becken entfernt, ein Behälter mit durchlochten Seiten eingebaut, der seitlich und unten vom Wasser bespült wird. Dieser Behälter wird täglich 8mal mit einer Paste (?), die durch Zumischung von 1 Gewichtsteil Schwefelsäure auf 100 Gewichtsteile porösen Kohlenstoffs (porous carbon) und reinem Wasser erhalten wird, gefüllt. Die Menge, in welcher der Zusatz gebraucht wird, ist in

Fig. 515 u. 516.



der Quelle nicht angegeben. Um die Auflösung des Zusatzes zu befördern, fällt von oben beständig ein kleiner Wasserstrahl auf die Paste. Täglich werden 8 t Schlamme gewonnen, d. h. aus 1 cbm Abwasser 3,6 l, eine geringe Menge, die auf nur geringe Wirkung des Fällmittels schließen läßt. Zur Hebung des Wassers sind, Fig. 515 und 516, zwei Ejektoren, in eins der Becken, mit Gehäusen umschlossen, eingebaut, ein kleinerer von 1,684 cbm und ein größerer von 3,168 cbm Fassungsraum. Der kleinere Ejektor ist so tief aufgestellt, daß in denselben sowohl die Wasser des tief liegenden Kanals als die Schlammengen aus beiden Becken eintreten können. Die oberen geklärten Schichten des Wassers treten bis zu einer gewissen Tiefe in den Ejektor (C) ein, wenn durch den Hochstand eines Schwimmers, der mit einem Zuflußrohr verbunden

ist, sich ein Ventil öffnet; das Zuflußrohr ist am Einlauf mit einem Sieb versehen. (Für Zeiten niedrigen Wasserstandes ist ein besonderer Ablauf vorgesehen, so daß das Wasser aus den Becken auch ohne Hebung durch die Ejektoren abfließen kann.) Der letzte schlammige Teil des Wassers wird an dem Eintritt in den Ejektor C dadurch gehindert, daß die Schwimmer mit den Zuflußrohren sich bei einem bestimmten Tiefstande auf eine Mauerkante der Beckensohle legen; bei welcher Lage das Wassereinlaßventil schließt. Alsdann wird das Schlammeinlaßventil des Ejektors B von Hand geöffnet, und nun der Schlamm zu der etwa 1,5 km entfernt liegenden Verbrennungsanstalt gedrückt. Während für die Förderung des Wassers der Ueberdruck von 0,7 kg/qcm genügt, muss für den Transport des Schlammes der Ueberdruck 2,8 kg betragen.

Auf der Verbrennungsanstalt sind 6 Zellen nach der Bauart von Manlove, Alliot, Fryer & Co. mit Doppelfeuерung erbaut, Fig. 517. Es wird den Oefen sowohl der Strafenkehricht als der Hauskehricht zugeführt, letzterer in der Tagesmenge von etwa 25 t (etwa 25000 kg = 70 Wagenladungen); die Tagesmenge des Schlammes beträgt etwa 8 t. Der Strafenkehricht wird nicht verbrannt, vielmehr demselben mittelst einer kleinen Maschine der Schlamm zugemischt und so ein Dünger erzielt, der gegen Zahlung von 2,5 M. für eine Wagenladung willig Abnehmer findet. Wenn in Regenzeiten anstatt trockenen Strafenkehrichts nasser herzugebracht wird, so geht derselbe zum Trocknen einstweilen auf Lager. Ist dann kein Vorrat trockenen Strafenkehrichts vorhanden, so mischt man dem Schlamm Asche aus den Verbrennungsöfen zu, worauf er auch mit verbrannt werden kann. Diese Mischung geschieht auf der Plattform der Verbrennungsöfen unmittelbar vor der Einführung in die Oefen wie in Fig. 517 angedeutet ist.

In jedem der 6 Oefen können täglich 8—9 t Kehricht verbrannt werden, welche 1,6—1,8 t (etwa 20%) harte Schlacke liefern, die zum Straßenbau Verwendung findet. Die außerdem abfallende Asche wird zur Mörtelbereitung, und als Zusatz zu dem Schlamm benutzt, der auch in dieser Mischung von der Landwirtschaft abgenommen wird. Aus diesem Grunde ist man später von der Verbrennung des Schlammes ganz abgegangen.

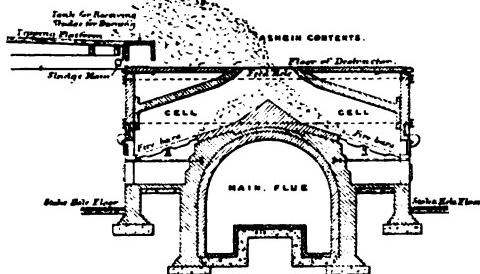
Zur Nutzbarmachung der Wärme der Feuergase sind in den Zug derselben zwei Dampfkessel eingebaut, welche den Dampf für den Betrieb der Mischmaschine und der Maschinen zur Erzeugung der Prefaluft für die beiden Ejektoren liefern. Es genügt zu dieser Leistung sogar die Verbrennung von einem Bruchteil der täglichen Kehrichtzufluhr. (Nach Bennett, Southampton Sewage Clarification and House Refuse Disposal Works. Exc. Min. of the Proceed. of the Inst. of Civ. Engin. London 1887.)

Die Stadt Lougborough, in deren Kanäle Haus- und Regenwasser gemeinsam abfließen, hat einen täglichen Trockenabfluß von 3250 cbm, mit einem Stundenmaximum von 230 cbm. Nach der Einrichtung der Regenauslässe kann die der Reinigungsanstalt zufließende Wassermenge das Doppelte des Trockenabflusses erreichen. Die Abwasser sind mit Fabrikwassern — auch aus Färbereien — so stark versetzt, daß ein Versuch der Reinigung durch Rieseln mißlang; selbst nach Durchsickerung einer Schicht von 2,76 m Dicke aus Sand und Kies waren sie noch gefärbt und auch sonst mangelhaft gereinigt. Man faßte danach den Entschluß, die Reinigung zunächst chemisch-mechanisch in 3 Becken zu bewirken, um die Wasser danach zu rieseln; es wurde zu dem Zweck ein geeignetes Grundstück von 14 ha Größe angekauft. Anstatt der 3 Becken sind 2 große Klärbrunnen ausgeführt, mit der Einrichtung, daß jeder Brunnen für sich, beide zusammen, als auch beide nacheinander (für die Durchleitung desselben Wassers) benutzt werden können. (Ueber Art und Menge der angewendeten Chemikalien sind in der benutzten Quelle „Butterworth, Lougborough Sewage and Refuse Disposal Works, Exc. Min. of the Inst. of Civ. Engin. London 1896“ keine Angaben gemacht.)

Die zufließenden Wasser treten zunächst in einen kleinen Sandfang Fig. 518, ein, in welchem Gitter angebracht sind, von welchen die aufgefangenen Stoffe sowohl dauernd von der Betriebsmaschine als absatzweise mit der Hand entfernt werden können; der Chemikalienzusatz erfolgt schon im Sandfang. Aus letzterem gehen die Wasser in einen unter dem Maschinenhause angelegten Behälter, Fig. 519 (von 4,3 m Tiefe), der den Trockenabfluß des ganzen Tages fassen kann, gleichzeitig als Pumpensumpf dient und zur Lüftung durch ein Rohr mit dem Dampfschornstein verbunden ist. Eine mit dem Trockenabfluß übereinstimmende Menge von Regenwasser kann in dem Kanalnetz der Stadt vorläufig festgehalten werden. — Um das Wasser in die Brunnen zu heben, sind

Büsing, Städtereinigung. 2.

Fig. 517.



8 Schleuderpumpen aufgestellt, welche es 7,8 m hoch zu fördern haben; jede Pumpe ist auf die Leistung von 50 Sekundenlitern eingerichtet.

Die Brunnen, Fig. 520 und 521, haben in dem oberen cylindrischen Teil die außergewöhnliche Größe von 8,2 m Durchmesser und 8 m Tiefe; die untere konische Fortsetzung ist noch 6 m tief. Wenn

die Reinigung des Trockenabflusses durch einen Brunnen bewirkt wird, muß die Zahl der täglichen Füllungen $3250 : 400 = 8$, mithin die Aufenthaltsdauer des Wassers in dem Brunnen 3 Stunden, däher die Durchflußgeschwindigkeit $8,2 \cdot 1000 = 0,76$ mm sein. Ver-

$3,3600$ doppelung der Zuflussmenge bei Regenwetter bringt erst eine Geschwindigkeit von 1,52 mm hervor. Mit ersterer Geschwindigkeit kann man auch den Durchfluß bei Regenwetter passieren lassen, wenn beide Brunnen nebeneinander in Betrieb genommen werden, während bei Nacheinanderbenutzung für dasselbe Wasser die Geschwindigkeiten von 0,76 bzw. 1,52 mm unverändert bleiben. —

Die Einrichtung der Brunnen stimmt mit derjenigen von Dortmund — welche weiterhin beschrieben wird — insofern überein, als die Einleitung des Wassers in die Tiefe durch ein geschlossenes zentrales Rohr (von 1,5 m Weite) erfolgt, das am unteren Ende 8 radial stehende Arme hat, welche an der Unterseite aufgeschlitzt sind. Der Austritt des zur Höhe

gelangten Wassers geschieht, abweichend von Dortmund, durch 7 Öffnungen, welche den Brunnenrand durchbrechen, um in rund herum geführte Ablauferinne auszugehen. Das Ablauferinne des Brunnens I ist an das Zulaufgerinne des Brunnens II herangeführt, und, umgekehrt, das Ablauferinne von II an das Zulaufgerinne von I. Indem nun in jedem Ablauferinne zwei Schieber: bezw. K, L und N, M angeordnet sind, und in dem Zulaufgerinne zwei andere Schieber G, G liegen, kann man nach Belieben zwei Betriebsweisen durchführen, a) Benutzung jedes der beiden Brunnen für sich und b) Ueberleitung des Wassers aus dem Brunnen I in den Brunnen II, und umgekehrt. Es ist aber vermöge der Anordnung eines Ueberfalls P und eines Anschlußrohrs Q auch möglich, das Wasser aus jedem der beiden Brunnen auf dem Wege Q, O in das Verteilungsgerinne des Rieselfeldes, sowie

SECTION ON LINE B-B

unmittelbar über H (Schieber) und O dahin zu führen. — Zur Beseitigung des Schlammes steht im Zentrum ein Rohr, in welches der Schlamm vermöge des Drucks der überstehenden Wassersäule eintritt, um auf einem niedrig liegenden Lagerplatze ausgelassen zu werden. Die Herstellung des oberen cylindrischen Teils der Brunnen ist — in Teilen des Ringes — im Trocknen erfolgt. Danach wurde ein zentraler Schacht abgesenkt, in der Tiefe desselben der eiserne Schlamm-sammelkasten eingebaut und nun auch der konische Brunnenteil im Trocknen aufgebaut.

Fig. 519

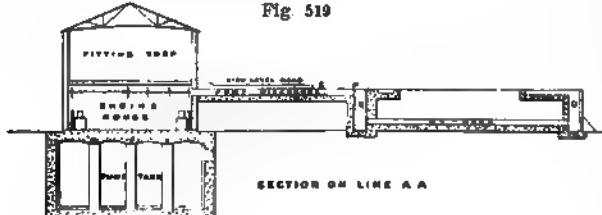


Fig. 520.

SECTION ON LINE A-A

Fig. 518.

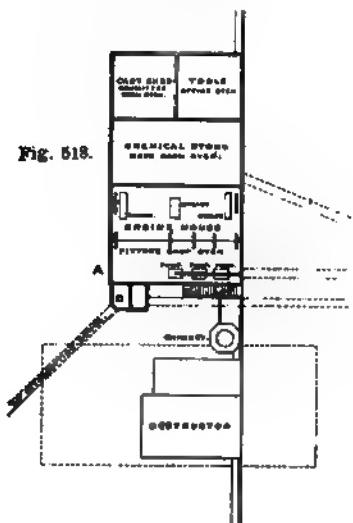


Fig. 521

SECTION ON LINE B-B

SECTION ON LINE B-B

Der Abfluß aus dem Brunnen ist, obgleich klar, noch wenig gereinigt, da derselbe an gelösten und ungelösten Stoffen noch 950 mg enthält.

Das Rieselfeld ist in der mittleren Tiefe von 1,65 m mit der Entfernung der Stränge von 46 m drainiert. Diese Stränge dienen als Sammelrohre, an welche später, nach Bedarf die eigentlichen Drains angeschlossen werden sollen. In die aus glasiertem Thonrohr von 22,5 cm Weite bestehenden Sammelrohre, deren Muffen mit Teerstrick gedichtet wurden, sind dazu in geringen Abständen Abzweige eingelegt.

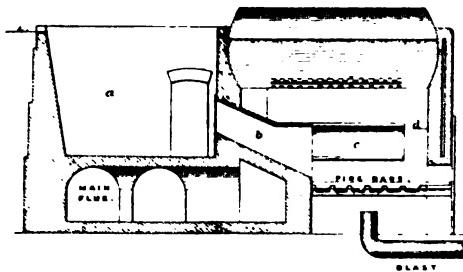
Mit der Reinigungsanstalt ist ein Ofen für die Kehrichtverbrennung der Stadt verbunden, wobei die ganze Wärmemenge erzeugt wird, welche erforderlich ist, um die aufgestellten drei Pumpen und eine Dynamomaschine zu treiben, die das für die Beleuchtung der Anstalt eingerichtete elektrische Licht liefert; der Pumpenbetrieb allein erfordert etwa 20—22 Pferdekräfte. Der von Coltmann & Sons in Loughborough erbaute Verbrennungsofen, von welchem Fig. 522 einen Längsschnitt darstellt, weicht von der meist üblichen Konstruktion dadurch ab, daß zur vollen Ausnutzung der Wärme der Kessel nicht hinten in den Zug der Feuergase, sondern unmittelbar über der Feuerung eingebaut ist. Der Kessel ist ein sogenannter Wasserrohrkessel, mit Lage der beiden Wasserrohre zu den Seiten des Rostes, und an der Unterseite über einem Zuge; hinter denselben ist noch ein kleiner Kessel in den Zug selbst eingebaut, der zum Vorwärmen des Kesselspeisewassers benutzt wird, doch auch eine besondere Feuerung erhalten hat, doch auch eine besondere Feuerung erhalten hat, um ebenfalls Dampf für Zeiten liefern zu können, in welchen der Hauptkessel außer Betrieb ist. Der in der Figur mit c bezeichnete Teil soll ein Gewölbe aus Chamotte darstellen, das angeordnet ist, um bei Neubeschüttung des Kesselrostes einer zu großen Herabsetzung der Temperatur des Feuerraumes vorzubeugen.

In dem Ofen werden täglich 15,7 t Kehricht verbrannt, wobei sich $3,75 \text{ t} = 23,6\%$ Schlacke ergeben. Wie die Leistung des Ofens an sich ist auch die Wärmeerzeugung desselben außergewöhnlich hoch, da aus 1 Gewichtsteil Kehricht die zur Erzeugung von 2,02 Gewichtsteilen Dampf von 4,57 Atm. Spannung erforderliche Wärmemenge gewonnen wird. Im Ofen unter dem Kessel wird die Temperatur von 1370° erreicht, die bis an der Eintrittsstelle in den Schornstein auf 310° abnimmt.

Künstliche Anreicherung vorgereinigter Abwasser mit Sauerstoff durch Zuführung von Kaliumpermanganat, um die Oxydation des letzten Teils der organischen Stoffe zu bewirken, scheint in England öfter versucht, aber kaum je zu dauernder Anwendung benutzt worden zu sein. In systematischer Weise ist das Verfahren nach einem Vorschlage von Adeney und Kay Parry (Dublin) in der Irrenanstalt zu Dundrum zur Ausführung gelangt*). Die Urheber bauen ihr Verfahren auf der Voraussetzung auf, daß in den durch chemisch-mechanisches Verfahren gereinigten Abwassern, oder in dem Gewässer, in das sie eingelassen wurden, Nitrobakterien in einer gewissen Menge vorhanden sind. Die Abwässer werden zunächst von Schwebe- und Sinkstoffen befreit und alsdann mit Natriumpermanganat versetzt, infolge wovon ein beträchtlicher Teil der gelösten organischen Stoffe oxydiert wird und ausfällt; hierbei werden noch die feineren, der Sedimentation entgangenen ungelösten Stoffe mit zu Boden gerissen. Ein alsdann gemachter Zusatz von Natriumnitrat (Salpeter) wird sofort zerlegt, wobei Sauerstoff frei wird, der die rasche Entwicklung der anwesenden Nitrobakterien bewirken soll, die innerhalb einer gewissen Dauer den Rest der organischen Stoffe mineralisieren, jedenfalls in nur kurzer Zeit so viel davon, daß das Wasser seine Fäulnisfähigkeit verliert.

Ob das Verfahren im großen überhaupt anwendbar ist, ob es sich nicht gegenüber dem Ozonisierungsprozeß nach seiner Leistung und nach seinen Kosten im Nachteil befindet, ist eine Frage, die sich dem Urteil des Verfassers entzieht.

Fig. 522.



* Engineering Record, November 1892, S. 320.

3. Kapitel.

Abwasser-Reinigung in den Vereinigten Staaten von Nordamerika.

§ 468. In den Vereinigten Staaten von Nordamerika weist die Behandlung der Abwasserreinigungsaufgabe einige besondere Züge auf, unter welchen eine schon in § 7 dargelegt worden ist. Es scheinen, nach dem mehrfach angezogenen großen Werke von Rafter und Baker, Sewage-Disposal etc., im wesentlichen nur die östlichen und westlichen Küstenstaaten, nebst den Staaten des nördlichen Seengürtels zu sein, welche lebhafte vorgegangen sind; darunter steht Massachusetts allen voran, nicht nur in der Zahl der ausgeführten Anlagen, sondern auch in Bezug auf Bereitstellung von Mitteln für wissenschaftliche Forschungen auf diesem Gebiet, durch Ergreifung gesetzlicher Maßregeln gegen die Flussverunreinigung und durch Organisation einer hervorragenden mit Sachkenntnis und großen diskretionären Befugnissen ausgestatteten Behörde (State Board of Health), die seit 1878 Jahresberichte herausgibt, von welchen der Verfasser sich einige hat verschaffen können; in denselben ist ein reiches, auch in wissenschaftlicher Hinsicht große Beachtung verdienendes Material niedergelegt.

Andere Besonderheiten der nordamerikanischen Abwasserreinigungseinrichtungen sind vor allem in den klimatischen Verhältnissen und in dem ungewöhnlich hohen Wasserverbrauch der Städte begründet.

Die Wintertemperaturen liegen vielfach niedriger als im nördlichen Deutschland, und wesentlich niedriger als im südlichen und mittleren England. Dazu sind die Winter erheblich länger, wobei der Frost sowohl in größere Bodentiefen eindringt, als im Frühjahr länger darin ausharrt. Die Sommertemperaturen sind, umgekehrt, hoch.

Als Monatsmittel werden z. B. für Worcester (Massachusetts) für Dezember $-2\frac{3}{4}^{\circ}$, für Januar $-4\frac{1}{2}^{\circ}$, für Februar -4° und für März $+ \frac{3}{4}^{\circ}$ angegeben, während in Berlin die Mitteltemperatur nur im Januar ein wenig unter Null ($-0,4^{\circ}$) herabgeht, in den anderen Wintermonaten darüber liegt, und in Danzig das Temperaturmittel der 4 Monate Dezember—April etwa $1,5^{\circ}$ beträgt. Die niedrigsten Temperaturen sind in Worcester:

Oktober — $3\frac{1}{4}^{\circ}$	Januar — $25\frac{1}{2}^{\circ}$
November — $11,0^{\circ}$	Februar — $28\frac{1}{4}^{\circ}$
Dezember — $19\frac{1}{2}^{\circ}$	März — $18,0^{\circ}$
	April — $5\frac{1}{2}^{\circ}$

In Lawrence (Massachusetts) schwankte die Temperatur in der Zeit von Januar 1888 bis April 1889:

der Abwasser in dem Hauptabfluskanal zwischen der Versuchsstation innerhalb der Grenzen $4,7$ und $19,5^{\circ}$,

der Abwasser bei Aufleitung auf die Versuchsfilter zwischen den Grenzen $1,8$ und $22,2^{\circ}$, des aus den Filtern abfließenden gereinigten Wassers zwischen den Grenzen $2,1$ und $22,2^{\circ}$.

Die Höhe der Jahresniederschläge erreicht in Worcester $1,20$ m und liegt in den östlichen Küstenstaaten der Union allgemein höher als bei uns.

Der Wasserverbrauch der amerikanischen Städte ist oft exorbitant hoch. Aus einer von Baker und Rafter a. a. O. mitgeteilten Tabelle ist zu entnehmen, daß von 195 nordamerikanischen Städten:

45 einen Wasserverbrauch pro Kopf und Tag von 385 l
75 " " " " " " 322 l
75 " " " " " " 263 l,

mit den Grenzen von 950 und 45 l, hatten, und in 47 der größten Städte der Verbrauch sich im Durchschnitt auf 370 l, mit den Grenzen 900 und 110 l berechnet. Beim Entwerfen von Wasser-versorgungsanlagen nimmt man einen Verbrauch von 225—375 l an. Höchst auffällig, wie die Verbrauchsmenge an sich, ist auch die Verteilung derselben auf die Jahreszeit. Während in Deutschland der größte Verbrauch in die heißen Monate Juli oder August (mit ihrer starken

Verdunstung) fällt, und der niedrigste in den Dezember, trifft in Nordamerika der höchste Verbrauch vielfach gerade auf die kalten Monate, eine Thatsache, die sich daraus erklärt, daß zum Schutz der Hausleitungen gegen Frost nachts die Zapfhähne offen gelassen werden.

Ein weiterer Umstand, der die amerikanischen Entwässerungs- und Abwasserreinigungsanlagen stark beeinflußt, besteht darin, daß die gemauerten Kanäle und Thonrohrleitungen gewöhnlich in den Wandungen undicht sind, und infolge davon in nasser Jahreszeit oft große Mengen von Sickerwasser ein-, in trockner dagegen von ihrem Inhalt in das umgebende Erdreich austreten lassen. Da die größten Niederschläge in die Wintermonate fallen, müssen die amerikanischen Reinigungsanlagen gegen winterliche Schwierigkeiten im allgemeinen besser gerüstet sein als deutsche Anlagen.

Um welche ganz unzulässigen Sickerwassermengen es sich bei den amerikanischen Städteentwässerungen zuweilen handelt, zeigen ein paar Angaben, die Verfasser aus Baker und Rafter a. a. O. entnimmt. Es beträgt in Boston der Wasserverbrauch pro Kopf und Tag 303 l, der Abfluß dagegen 367 l; das kommt einem Plus von 21% gleich. In East Orange erreichen die Entwässerungsleitungen die Länge von 53 000 m; darunter bestehen 40 000 m aus Thonrohren und 13 000 m aus gemauerten Kanälen. Die täglich eintretende Sickerwassermenge ist durch Messung zu 2460 cbm ermittelt worden, wogegen der tägliche Wasserverbrauch nur 2380 cbm beträgt; die Abflußmenge wird also durch das Sickerwasser mehr als verdoppelt.

Die beiden vorgeführten Beispiele mögen Extreme sein. Daß sich ähnliche Erscheinungen jedoch oft wiederholen, daß man in Amerika mit dem Eintritt von großen Sickerwassermengen wie mit einem unvermeidlichen Uebel zu rechnen scheint, geht daraus hervor, daß Rafter und Baker a. a. O. anheimstellen, beim Entwerfen von Entwässerungswerken, und zwar unter Voraussetzung sorgfältiger Herstellungsweise der Leitungen einen Zuschlag von 15% (!) zur Größe des täglichen Wasserverbrauchs für Sickerwasser zu machen. Es ist schwer einzusehen, warum man dem Uebelstande nicht in direkter Weise zu Leibe geht, vielmehr — wie es öfter geschieht — denselben indirekt dadurch bekämpft, daß man neben oder unter den Kanälen Drainagen einlegt. Letzteres Mittel ist kostspielig, zuweilen auch nicht anwendbar, weil davon mit Recht eine Verunreinigung des Grundwassers, bezw. von zur Wasserversorgung benutzten Quellen oder offenen Gewässern befürchtet wird.

§ 469. Nach dem Vorstehenden ist anzunehmen, daß der Abfluß der Entwässerungen amerikanischer Städte sich gleichmäßiger als in deutschen, und auch wohl in englischen Städten, vollzieht, was für die Reinigung ein Vorteil ist. Aber dieser Vorteil wird mehr als aufgewogen durch die Massenhaftigkeit des Abflusses zu jeder Jahreszeit, der weite Leitungen, bezw. eine entsprechende Vergrößerung der Reinigungswerke bedingt. Nur bei Einlaß der ungereinigten Abwasser in offene Gewässer kann die starke Verdünnung günstig sein, wogegen sowohl chemisch-mechanische Reinigung, als Filtration, namentlich aber für Rieselung, durch die Vergrößerung der Abwassermenge auf das Drei- bis Fünffache, eine Erschwerung in dem Falle stattfindet, daß auf Erreichung desselben Reinheitszustandes der Abwasser wie bei geringeren Abwassermengen hinausgegangen wird. Es scheint aber, daß in amerikanischen Städten der Reinigungszweck nach den örtlichen Umständen stark gemodelt wird und derselbe strengen Anforderungen öfter nicht genügt. Dennoch sind die Kosten im allgemeinen hoch, da sie — unter Hinzurechnung der Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals — sich etwa zwischen 1 und 4 M. pro Kopf und Jahr bewegen.

Wo nicht Zumiischung von Fabrikwässern stattfindet, weisen nach dem Vorstehenden die Abwasser der amerikanischen Städte eine weit geringere Konzentration als in Deutschland und England auf; dies zeigt sich insbesondere bei den Schwebestoffen, in etwas geringerem Maße bei den gelösten Stoffen, wie folgende Zahlenangaben erweisen. Es betragen die Schmutzstoffe in den Abwassern von:

	gelöste Stoffe	Schwebe- stoffe	ingesamt
Worcester	254	212	466 mg
Lawrence	420	124	544 "
Boston	590	374	964 "
dagegen von*):			
Danzig	683	582	1265 "
Breslau	538	720	1258 "
Berlin	1190	1056	2246 "

Der weiträumigen Bauweise mancher amerikanischen Städte, zusammen mit der Thatsache, daß Straßenbeschaffenheit und Straßenreinlichkeit hinter deutschen Ansprüchen wohl öfter zurückbleiben, dürfte es zuzuschreiben sein, daß der Unterschied nicht noch größer ist.

Auch wenn man die Bedeutung von Durchschnittszahlen, wie den mitgeteilten, nicht gerade hoch anschlägt, läßt sich sagen, daß in den Abwassern amerikanischer Städte die gelösten Stoffe nur etwa 50 %, und die Schwebestoffe nur etwa 33 %, die Gesamtmenge der Schmutzstoffe daher nur etwa 40 % derjenigen der Abwässer deutscher Städte erreicht.

Eine Bestätigung findet diese Schlussfolgerung in Feststellungen, die in Boston über ausgeschiedene Schlammmengen gemacht worden sind. Dort passieren die Abwasser, bevor sie in ein großes Reservoir gelangen (in welchem sie während der Flutdauer festgehalten werden), einen als Sandfang ausgebildeten Kanal von 1400 m Länge, worin sie sich mit einer — rechnungsmäßigen — Geschwindigkeit von 13—16 cm fortbewegen; es läßt sich annehmen, daß dabei die Schwebestoffe bis auf minimale Mengen zu Boden sinken. Die im Laufe eines Jahres aus dem Sandfang entfernten Schlammmengen berechnen sich im Durchschnitt zu nur etwa $\frac{1}{1200}$ der durchgeflossenen Wassermenge, weisen aber in den einzelnen Monaten Wechsel zwischen den Grenzen von etwa $\frac{1}{8000}$ und $\frac{1}{15000}$ auf, d. h. nur etwa $\frac{1}{8} - \frac{1}{4}$ und weniger der Schlammmengen, welche in den Abwassern deutscher Städte öfter angetroffen werden (vergl. im § 106).

In ähnlichem Verhältnis wird der Düngerwert der Abwasser amerikanischer Städte geringer sein, die sich daher überall, wo dieser Punkt überhaupt in Betracht kommt, in einer freieren Position als deutsche Städte befinden. Dies und die jenseits des Meeres allgemein herrschende weitgehende Arbeitsteilung, mit welcher die von einem Rieselwirt zu verlangende vielfache Thätigkeit: eines Acker- und Viehwirts, eines Gärtners und eines Kaufmannes, nicht gut vereinbar erscheint, zusammen mit der größeren Höhe der Handarbeitslöhne bewirken es, daß in Nordamerika über den vergleichsweisen Wert der verschiedenen Reinigungsverfahren andere Auffassungen bestehen als bei uns, daß namentlich das Berieselungsverfahren, obwohl man dasselbe mit Bezug auf den Reinigungserfolg an erste Stelle setzt, wenig ausgeführt, fast nur in Gegenden in Betracht gezogen wird, wo die Landwirtschaft wegen geringer Höhe der Niederschläge, verbunden mit hoher Temperatur, den Wert des Wassers — absehend von dem Wert etwaiger darin enthaltener Dungstoffe — außergewöhnlich hoch stellt. Dies sind die südlichen Regionen an der Küste des Stillen Ozeans, wo eine gewisse Zahl — größtenteils irregulärer — Berieselungswerke angetroffen wird; aber selbst dort scheint der Wert von Rieselwasser mitunter nur gering angeschlagen zu werden.

§ 470. Am meisten verbreitet ist in Amerika bisher mechanische oder chemisch-mechanische Reinigung; neuerdings scheint aber Reinigung durch Filtration — mit oder ohne Zwischenfruchtanbau — der Vorzug beigelegt zu werden, und zwar fast ohne Rücksicht auf den möglichen Ertrag der Filter. Es ist hierin wohl der Einfluß zu erkennen, den die in Lawrence mit Oxydationsfiltern gewonnenen günstigen

*) Nach den Angaben auf S. 165.

Resultate geübt haben. Selbst da, wo winterliche Schwierigkeiten zu fürchten sind, stellt man die Reinigung durch Filtration in erste Linie, besonders auch mit Bezug auf den Kostenpunkt.

Was letzteren betrifft, so bringen Rafter und Baker a. a. O. für eine und dieselbe Stadt mit 12 500 Einwohnern einen Wasserverbrauch von 303 l in Ansatz, und berechnen unter Annahme, daß die Abwasser der Reinigungsanlage mit natürlichem Gefälle zufließen, die Kosten verschiedener Ausführungsweisen wie folgt:

1. Oxydationsfilter, hergestellt aus grobem Sand in der Schichtdicke von 0,94 m, in einer Flächenausdehnung von 6 ha und mit Drainierung der Filter. Landerwerb 10 ha für die Summe von 26 250 M. Kosten des Filtermaterials 2,8 M. pro cbm.:

Anlagekosten	297 500 M.
Jährliche Betriebskosten . . .	16 575 ,*)
(worunter 10 965 M. allein auf Löhne gerechnet sind).	

2. Dieselbe Anlage wie vor erfordert, wenn zum Schutz gegen Frost Bedeckung der Filter mit Brettern notwendig ist:

Anlagekosten	347 650 M.
Jährliche Betriebskosten . . .	22 313 ,

3. Dieselbe Anlage wie zu 2, mit der Abwandlung, daß zur Aufrechterhaltung des Betriebes während 45 Tagen strengen Frostes die Abwasser durch Dampf erwärmt werden:

Anlagekosten	352 750 M.
Jährliche Betriebskosten . . .	25 914 ,

4. Oxydationsfilter, in der Weise hergestellt, daß in natürliches Gelände Gräben von 0,75 m Tiefe eingeschnitten und mit grobem Sand gefüllt werden. Flächengröße 10 ha, wovon 8 ha in der vorangegebenen Weise mit einem Bedarf an Sand von 3116 cbm pro ha und mit Drainage im Grunde hergerichtet werden:

Anlagekosten	265 625 M.
Jährliche Betriebskosten . . .	18 275 ,

5. Chemisch-mechanische Klärung. Der Bedarf an Gelände ist zu 2 ha angenommen; Ankaufspreis pro Hektar derselbe wie oben:

Anlagekosten	148 680 M.
Jährliche Betriebskosten . . .	47 515 ,

Bei dem sehr niedrigen Preise, der für das Filtermaterial eingesetzt ist, geben diese Zahlen ein Bild, das für deutsche Verhältnisse nicht paßt. Hier wird man etwa den 3fachen Einheitspreis ansetzen müssen, und gelangt damit zu einem ganz anders stehenden Vergleich wie der obige.

Die Schwierigkeiten der „Schlammplage“ bei Reinigung der Abwasser auf chemisch-mechanischem Wege scheinen in Amerika viel weniger empfunden zu werden, als bei uns. Als die eigentlichen entscheidenden Punkte verbleiben danach die Kosten von Anlage und Betrieb, und die Frage nach der Beschaffenheit bzw. Benutzung des Vorflutgewässers.

Hierzu kann auf einen Vorschlag von Rafter und Baker a. a. O. Bezug genommen werden, wonach eine Einordnung aller offenen Gewässer der Vereinigten Staaten in 5 Klassen stattfinden sollte, und zwar:

1. Flüsse, die der Wasserversorgung dienen, und weder durch städtische Abwasser, noch durch Fabrikwasser verunreinigt sind;
2. nicht verunreinigte Flüsse, die zur Zeit noch nicht, voraussichtlich aber in der Zukunft zur Wasserversorgung dienen werden;
3. verunreinigte und nicht verunreinigte Flüsse, die weder jetzt noch voraussichtlich in Zukunft zur Wasserversorgung herangezogen werden;
4. Flüsse, die gegenwärtig der Wasserversorgung dienen, aber städtische Abwasser und Fabrikwasser empfangen;
5. Flüsse wie zu 4., die durch Einlauf von Fabrikwassern verunreinigt werden.

*) Hierin sind, gleichwie bei den folgenden Angaben, Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals nicht einbegripen.

Den zu 1. genannten Gewässern muß der gegenwärtige Zustand für die Dauer, eventuell durch gesetzliches Eingreifen, gewahrt werden. (Ein Gesetz, das diesen Zweck erfüllt, ist im Jahre 1885 im Staate New York erlassen worden.)

Bei den Flüssen zu 2. sollten vorbeugende Maßregeln gegen spätere mifbrüchliche Benutzung getroffen werden. (Im Staate Massachusetts hat der State Board of Health die Aufsicht über alle Gewässer und die Befugnis, in jedem betreffenden Fall die Entscheidung zu geben.)

Die Flüsse zu 3. mag man vielleicht für den Einlaß von Schmutzwassern zur Verfügung stellen können. Dabei ist aber die Frage zu entscheiden, wie weit die Benutzung gehen kann, ohne daß Gesundheitsschädigungen oder Sinnenbelästigungen entstehen, und es ist hierbei der Umstand zu beachten, daß Gesundheitsgefahren auch dadurch eintreten können, daß das Gewässer als Viehtränke benutzt wird. Es fragt sich dann weiter, welcher Verdünnungszustand dem Flußwasser gewahrt werden muß. Dies von anderen Seiten als zulässig angesehene Verhältnis von $\frac{24}{1}$ bis $\frac{32}{1}$ scheint nicht immer ausreichend, dagegen möchte die Verdünnung von $\frac{50}{1}$ wohl immer genügen. Bei einem Fluß, der oberhalb der Einlaßstelle große, dagegen unterhalb derselben geringe Geschwindigkeit hat, liegt ein ungünstiger Zustand vor, im umgekehrten Falle ein günstiger. Wenn unterhalb der Einlaßstelle der Fluß sich in Kaskaden bewegt (und dazu ein reicheres Pflanzen- und Tierleben hat), verläuft die Oxydation der Schmutzstoffe rascher als in einem regulierten Flußlauf. Solche und andere Zustände müssen genau gewürdigt werden.

Bei den zu 4. genannten Flüssen müßte entweder die fernere Zuführung von Schmutzwassern oder die Benutzung zur Wasserversorgung aufhören.

Bei Fällen zu 5. ist die Entscheidung vielleicht am schwierigsten, weil etwa Berechtigungen (von Fabrikeigentümern) und große Vermögensinteressen im Spiele stehen. Im Staate Massachusetts hat die große Ausdehnung der Fabrikbetriebe in einigen Fällen zu einer Regelung in der Art geführt, daß Einlaß von Fabrikwassern zeitweilig, unter Aufsicht der Staatsbehörde, erlaubt wird. Es wird bei jeder sich bietenden Gelegenheit auf Fernhaltung von Verunreinigungen hingearbeitet, dabei jedoch mit Schonung bestehender Interessen verfahren, und insbesondere plötzliches Eingreifen vermieden. Die Erfahrung hat gelehrt, daß eine unabhängige sachverständige Kommission, wie sie in Massachusetts besteht, die mit der Vollmacht ausgerüstet ist, jeden Fall nach seinen Besonderheiten zu behandeln, eher zur Versöhnung der Interessen gegenseitig gelangt, als jede andere Form der obrigkeitlichen oder gerichtlichen Behandlung.

Nach Vorstehendem ist in Amerika fast allein entscheidend, ob der betr. Fluß zur Wasserversorgung benutzt wird oder nicht. Daß dieser Standpunkt auf die Dauer aufrecht erhalten werden kann, ist nicht zweifelsfrei; noch weniger Sicherheit dafür dürfte aber mit Bezug auf eine im Staate Massachusetts erlassene Gesetzesbestimmung bestehen, wonach Schmutzwasser in ein offenes Gewässer eingelassen werden dürfen, wenn der Einlaß in einer Entfernung von mindestens 32 km (20 miles) oberhalb der Entnahmestelle für eine Wasserversorgung liegt. Das kann häufig genug sein, unter gewissen Umständen aber auch nicht; jedenfalls sprechen die auf eine bestimmte Zeitdauer entfallende Menge, das Regime des Flusses und die Jahreszeit erheblich mit.

§ 471. In folgenden Sätzen sind die allgemeineren Gesichtspunkte, welchen man in den Vereinigten Staaten bei der Entscheidung über die eine oder andere Abwasserreinigungsart folgt, in gedrängter Form zusammengefaßt.

1. Der Anwendung des Rieselverfahrens steht in den Vereinigten Staaten die Höhe der Arbeitslöhne entgegen. Sie ist rationell und wirksam und würde auch größere Ausdehnung gewinnen, wenn sich das geerntete Gras auf andere Weise als grün, bezw. in der Form von Heu, zur Viehfütterung nutzbar machen ließe. In den westlichen Gebieten der Vereinigten Staaten wird Rieselung durch die Trockenheit des Klimas begünstigt. Dem Vorzuge, daß Rieselfelder einen gewissen Ertrag gewähren, steht als Kehrseite gegenüber, daß die Abwasser in jeder Jahreszeit aufgenommen werden müssen. (Ueber den abnormalen und sehr erschwerenden Zustand, daß in Amerika die an sich schon sehr hohen Abwassermengen in der kalten Jahreszeit oft größer als im Sommer sind, vergl. im § 467.)

Jede Oertlichkeit mit einer mittleren Lufttemperatur der kältesten Monate von nicht unter -4° bis -6° , und mit einer geringsten Abwassertemperatur von 9° mag, ohne Befürchtung ernster Schwierigkeiten, zur Berieselung benutzbar sein; die Reinigung ist jedoch im Winter weniger vollkommen als in warmer Jahreszeit. Geringere als die angegebenen Temperaturen werden wahrscheinlich ernste Schwierigkeiten mit sich bringen.

2. Sandböden sind für Berieselung (auch für Filterbetrieb) wegen ihrer größeren Durchlässigkeit und der geringeren Abkühlung im Vorzeuge vor anderen Bodengattungen. Thon- und Humusböden sind für Rieselung (und Filtration) am geringwertigsten wegen des geringen Zutritts von Luft. Thon besitzt allerdings eine günstige Eigenschaft darin, daß er auf Harn faulnis-hindernd wirkt. Der am besten geeignete Boden ist derjenige, der in gemeinsamem Zusammenwirken mit den aufgeleiteten Abwassern den Eintritt des Gefrierens am längsten zurückhält. Sand ist auch mit Bezug hierauf günstiger als andere Bodenarten.

3. Intermittierende Filtration (Oxydationsfilter) kann wahrscheinlich bei niedrigeren Temperaturen als Berieselung noch betrieben werden; als Grenze mag man Temperaturen der kältesten Monate von -6° bis -8° ansehen. Die Wärmeerhaltungsfähigkeit der Filter kann durch Aufbringen einer $2\frac{1}{2}$ —5 cm hohen Schicht aus dunkelfarbigem groben Sand oder Kies erhöht werden. Beschaffenheit und Temperatur des Bodens wie auch der Luft beeinflussen den Reinigungs erfolg erheblich. — In Oertlichkeiten, wo offene Filtration wegen der Winterstrenge nicht möglich sein würde, kann man dieselbe durch teilweise oder ganze Bedeckung der Filter oder vorherige Anwärmung der Abwasser noch durchführen. Im größten Teile der Vereinigten Staaten kann man offene Filtration einrichten; auszunehmen sind Teile der nördlichen Gürtelstaaten. In den mittleren Staaten und im Süden kann man eine wirksame Reinigung der Abwasser in allen Jahreszeiten durch Filtration, wie auch durch Berieselung erreichen.

4. Auch mit chemisch-mechanischer Abwasserreinigung lassen sich gute Erfolge erzielen; es ist aber nicht anzunehmen, weder daß die so gereinigten Wasser als Trinkwasser benutzbar sind, noch daß Flüsse, in die solche Wasser eingelassen wurden, sicher für Entnahme von Trinkwasser sind. — Alles andere gleich vorausgesetzt, sind die Kosten der chemisch-mechanischen Reinigung größer als bei Filtration und Berieselung, selbst in Gegenden, wo zur Durchführung ersterer besondere Schutzvorkehrungen gegen Frost getroffen werden müssen.

5. Alles in Betracht gezogen, läßt sich sagen, daß intermittierende Filtration das beste bekannte Reinigungsverfahren ist. Die geringen Flächen, welche dazu notwendig sind, gestatten die Anwendung in den meisten Fällen; wenn sorgfältiger Betrieb stattfindet, können die gereinigten Wasser in Gewässer eingelassen werden, die zur Wasserversorgung dienen.

Sicher ist diese Beurteilung stark durch die beiden Thatsachen beeinflußt, daß einerseits die Abwasser der amerikanischen Städte sehr stark verdünnt und dadurch als Dungstoffe fast wertlos sind, und daß andererseits es die Regel bildet, die Abwasser, bevor sie der Reinigung im engeren Sinne unterworfen werden, von Schwebestoffen möglichst zu befreien. In Deutschland war dies bisher weniger oft der Fall; es scheint sich aber neuerdings darin ein Wechsel dahin zu vollziehen, daß auch bei uns die hohe Bedeutung der Vorreinigung mehr und mehr erkannt wird. Die Amerikaner sieben (to screen) ihre Abwasser und lassen sie sedimentieren, fast unabhängig davon, ob sie dieselben ungereinigt offenen Gewässern übergeben, ob sie filtern, rieseln oder chemisch-mechanisch reinigen. Sie sind — wie in diesem Zusammenhange gleich mit erwähnt werden mag — sorgfältig darauf bedacht, die Trennung des abgesetzten Schlammes von den Abwassern durch einfache Einrichtungen möglichst zu erleichtern, um den ungünstigen Einfluß desselben auf die überstehenden Wassermengen zu beschränken; gewöhnlich werden dazu unter den Becken (oder Brunnen) Grundablässe angelegt. In einem gewissen Gegensatz dazu steht aber die Thatsache, daß die endgültige Beseitigungsweise des Schlammes strenger Anforderungen der Gesundheitslehre oft nicht genügt.

§ 472. Die Feststellungen, zu welchen man bei Oxydationsfiltern in Amerika gelangt ist, sind in den wesentlichsten Zügen bereits in den §§ 173 und 174 mitgeteilt; hier handelt es sich noch um einige Verfeinerungen jener summarisch gehaltenen Angaben.

Wie bei den Filtern, die zur Reinigung von Trinkwasser dienen, ist die Beschaffenheit des Materials für Abwasserfilter nach Korngröße, Oberflächengröße, Mischung der Körner und Porenvolumen von der allergrößten Wichtigkeit. Ein Filter aus Feinsand leistet quantitativ wenig, qualitativ dagegen viel. Ein Filter aus Körnern mit nahezu übereinstimmender

Tabelle über die Zahl der Körner und die Gesamtoberflächengröße, welche in 1 g verschiedener Bodenarten u. s. w. enthalten sind.

Bodenart	Durchschnittliche Korngröße mm	I.				II.				III.			
		an der Oberfläche entnommen		im Grunde entnommen		an der Oberfläche entnommen		im Grunde entnommen		an der Oberfläche entnommen		im Grunde entnommen	
		Körner- zahl	Ober- fläche qcm	Körner- zahl	Ober- fläche qcm	Körner- zahl	Ober- fläche qcm	Körner- zahl	Ober- fläche qcm	Körner- zahl	Ober- fläche qcm	Körner- zahl	Ober- fläche qcm
Kies	1,5	24	1,7	10	0,8	3	0,2	3	0,2	5	0,4	5	0,3
Großer Sand	0,75	112	2,0	73	1,2	747	13,2	624	11,0	606	10,7	469	8,2
Mittelsand	0,375	759	3,3	378	1,6	8602	38,2	3363	18,7	1951	8,6	1349	6,1
Feinsand	0,15	22040	1,96	18210	9,3	25870	17,9	31070	21,9	30470	21,5	24670	17,4
Feinster Sand	0,075	646000	114,2	408800	72,2	135300	23,9	149000	26,3	385200	68,0	336400	59,4
Schlamm	0,03	5717000	161,7	12150000	343,6	2613000	73,9	3383000	94,2	2677000	75,6	7557000	213,7
Thon	0,005	402200000	316,2	687900000	540,3	100680000	79,1	60900000	47,8	16270000	12,7	9615000	7,5
In 1 g sind enthalten	—	408585935	618,7	700472471	969,0	103463022	246,2	64417060	220,1	19365282	197,5	17534943	312,6
Durchschnittliche Korngröße mm	—	0,01209	—	0,01009	—	0,01911	—	0,0224	—	0,03387	—	0,04384	—

Größe ist unbrauchbar; um das Porenvolumen herabzusetzen, die Gesamtoberfläche der Körner zu vermehren, die Kapillarwirkung zu begünstigen, ist Mischung vieler Korngrößen notwendig. Andererseits darf die Mischung nicht so weit gehen, daß durch die Zwischenlagerung immer feiner werdender Körner zwischen die größeren das Porenvolumen auf eine zu geringe Größe herabgebracht wird. Welcher unter den überaus mannigfältigen Filteraufbauten und -Mischungen der zweckmäßigste sei, steht noch nicht hinreichend fest; indessen haben Versuche von amerikanischen Forschern, die teils in den South Carolina Agricultural Experiment Station Farms, teils in Lawrence angestellt wurden, bereits wertvolles Material geliefert, wovon hier einiges (nach Rafter und Baker a. a. O.) mitgeteilt werden mag (siehe Tabelle S. 752).

Die Tabelle zeigt, daß mit der Kornfeinheit die Oberflächengröße erheblich zunimmt, doch, wegen der Unregelmäßigkeiten der Kornform, nicht in gesetzmäßiger Weise. Gleichzeitig nimmt, wie die Angaben der Tabelle auf S. 57 (unten) erweisen, und wie es durch anderweitige Feststellungen bestätigt wird, das Porenvolumen von etwa 35 %, bei Grobsand auf 55 % zu. Das Porenvolumen des feinkörnigen Bodens ist aber dadurch ganz anders geartet als das der grobkörnigen, daß es sich aus einer viel größeren Zahl kleiner Hohlräume, dagegen jenes aus einer kleinen Zahl großer Hohlräume zusammensetzt, und dies dürfte der wesentliche Grund dafür sein, daß feinkörniger Boden zum Gebrauch als Filter, wenn es mehr auf Menge als auf Beschaffenheit des Filtrats ankommt, sich nicht eignet, dagegen im umgekehrten Falle gut geeignet ist. In welch enormem Verhältnis der Durchgang von Wasser durch feinporenigen Boden erschwert ist, läßt sich aus den Angaben, die auf S. 58 über Luftdurchgang durch Bodenarten von verschiedenem Korn und Porenvolumen gemacht sind, schließen, da wohl angenommen werden darf, daß in dieser Beziehung Luftdurchgang und Wasserdurchgang etwa das gleiche Verhalten aufweisen.

Experimentell ist dieser Schluß — innerhalb gewisser Grenzen — durch die Beobachtungen an den Versuchsfilters in Lawrence bestätigt worden. Acht von den Filtern daselbst hatten die in der nachstehenden Tabelle angegebene Zusammensetzung nach Korngrößen:

Tabelle über die Korngröße der Oxydations-VersuchsfILTER zu Lawrence.

Durchmesser der Körner mm	Aus diesen Korngrößen setzt sich das Filter zusammen nach folgenden Gewichtsprozenten							
	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.
0,01	6	—	—	—	—	1	—	—
0,01—0,03	10	0,5	—	—	2	9	0,5	—
0,03—0,06	17	1,5	—	—	8	25	0,5	—
0,06—0,12	18	2	—	3	33	50	0,5	—
0,12—0,24	16	3	1,5	23	47	15	0,5	—
0,24—0,46	13	6	5,5	65	10	—	2	—
0,46—0,98	9	19	46	9	—	—	27	—
0,98—2,20	3	25	32	—	—	—	64	—
2,20—6,20	4	16	12	—	—	—	5	27
6,20—12,6	3	10	3	—	—	—	—	71
Gleichförmigkeitsgrad der Korngröße . .	9	7,8	2,4	2	2,3	2,3	2,4	1,8

Der Versuchsleiter Hazen bemerkt darüber, daß innerhalb der Reihe I bis VIII alle Zusammensetzungen praktisch brauchbarer Filter beschlossen seien. Eine Zusammensetzung, feiner als Filter I hatte, sei unvorteilhaft, während eine Zusammensetzung größer als Filter VIII selbst bei einer Schichtdicke von 1,8 m nicht zuverlässig genug arbeiten würde.

Es wird hier ein Zusammenhang zwischen Korngröße und Schichtdicke ange deutet, der erfordert, daß das Filter von grobem Korn eine größere Schichtdicke erhalte, als das aus feinerem Korn. Welches von zwei neuen Filtern, die aus Körnern verschiedener Größe hergestellt sind, aber das feinere oder gröbere sei, ist nicht leicht zu sagen, weil es dabei darauf ankommt, wie die verschiedenen Korngrößen sich ineinander lagern, d. h. die Zwischenräume ausfüllen. Beispielsweise würde man geneigt sein, aus den betreffenden Zahlenangaben in der obigen Tabelle den Schluss zu ziehen, daß das Filter II erheblich größer als I sei. Hazen weist diesen Schluss ab: zwar gehe die durchschnittliche Korngröße von II weit über die von I hinaus; dennoch sei, „praktisch aufgefaßt“, II das feinere, da die feineren Teile die Hohlräume der größeren gerade ausfüllten, dadurch aber alle wesentlichen Eigenschaften des Filters festgelegt würden.

Um zu einem gewissen Maßstabe für die Beurteilung der Leistung eines Filters zu gelangen, hat Hazen den Begriff des Gleichförmigkeitsgrades der Korngröße eingeführt. Er bezeichnet als solchen das Verhältnis der mittleren Durchmesserlänge der größeren Körner zur mittleren der kleineren Körner, bezieht aber nicht die Gesamtheit der Körner in die Rechnung ein, sondern nur zwei der oberen und unteren Grenze nahe liegende Größengruppen derselben; dadurch nimmt der Maßstab etwas Willkürliches an; die Verhältniszahlen sind am Schluss der obigen Tabelle angegeben. Es ersieht sich, daß je mehr übereinstimmend die Korngrößen sind, um so kleiner die Verhältniszahl ausfällt, und umgekehrt. Bei sehr ungleicher Korngröße kann die Verhältniszahl bis zu 30 hinaufgehen. Was den Begriff „mittlere Durchmesserlänge“ anbetrifft, so bezeichnet derselbe die 3. Wurzel aus dem Produkt der drei Achsenlängen der Körner, die bei dem in Lawrence benutzten Sand die Form des dreiaachsigen Ellipsoids mit den Achsenverhältnissen 4 : 3 : 2 hatten; der mittlere Durchmesser ist dabei $\sqrt[3]{24} = 2,88$.

Von besonderem Interesse sind die an den Filtern I—VIII erzielten Ergebnisse; dieselben sind, samt der Beschickungsweise, Beschickungshäufigkeit, Dicke der Filter und den auf die Leistung von 1 ha bei derselben Filterbeschaffenheit pro Tag und pro Jahr entfallenden — reinigungsfähigen — Wassermengen in der nachstehenden Tabelle verzeichnet:

Tabelle über die Beschickung und Leistung der Oxydations-VersuchsfILTER zu Lawrence.

Nummer der Filter- betten	Dicke der Filter	Größe der einmaligen Beschickung			Zahl der Beschick- ungen in einer Woche	Auf 1 ha berechnete Wassermenge		Gleich- förmig- keits- grad des Filter- materials
		Schicht- höhe mm	Wasser- menge cbm	in % des Poren- volumens		pro Tag cbm	pro Jahr cbm	
II.	1,22	65,5	655	5,37	6	561	204360	7,8
III.	1,53	37,4	374	2,45	18	963	350064	2,4
IV.	1,53	112,2	1122	7,36	6	963	350064	2
V.	1,53	130,9	1309	8,60	3	561	204204	2,3
VI.	1,53	74,8	748	4,91	3	818	116688	2,3
VIII.	1,53	2,6	26	0,17	500	1870	686000	1,8

Die in einer Beschickung den Filtern zugeführten Wassermengen sind sehr gering, da nur ein kleiner Bruchteil des Porenvolumens ausgenutzt wird. Im Vergleich mit Ergebnissen an Filtern, bei welchen volle Ausnutzung des Porenvolumens stattfindet, müssen sich daraus völlig andere Reinigungserfolge und ein völlig anderes Verhalten der Filter selbst ergeben.

§ 473. Wenn man voraussetzt, daß die aufgebrachten Wassermengen das Maximum der Leistungsfähigkeit jedes Filters sind, so würden die Zahlen in der vorletzten Spalte der Tabelle den Wert jedes der Filter unmittelbar angeben. Daß dies zutreffend ist, ist in der Quelle zwar nicht mitgeteilt, aber doch wohl anzunehmen. Geht man hiervon aus, und nimmt man die qualitative Leistung der Filter als übereinstimmend an, so läßt die Tabelle den großen Unterschied in der Leistung feinkörniger und grobkörniger Filter scharf hervortreten. Gleichzeitig aber ist aus derselben Aufschluß über die notwendige Verschiedenheit sowohl der Dicke der Filterbetten als der Beschickungsweise zu entnehmen. Die Grobfilter bedürfen größere Dicke und sind auf einmal nur mit geringen Mengen zu beschicken; innerhalb eines bestimmten Zeitabschnittes kann aber die Zahl der Beschickungen ein hohes Vielfaches der Zahl der Beschickungen, die bei Feinfiltern einzuhalten ist, sein, wodurch eben die höhere Leistung erreicht wird. Diese ist so groß, daß das Mehr an Bedienung, das die Grobfilter erfordern, nicht in Betracht kommt. Es ist zu Gunsten der letzteren ferner hervorzuheben, daß sie vom Frost weniger beeinflußt werden als Feinfilter, zu Ungunsten derselben aber anzuführen, daß Nachlässigkeiten im Betriebe (Aufbringen zu großer Wassermengen auf einmal) sich leicht in Unvollkommenheit der Reinigung, namentlich in dem Durchgange großer Mengen von Keimen, rächen.

Wägt man alles Vorstehende gegen einander ab, so kommt man zu dem Schluß, daß im allgemeinen Grobfilter den Vorzug verdienen, wenigstens immer da, wo nicht volle Sicherheit für jederzeitige Erreichung eines bestimmten hoch liegenden Reinheitsgrades zu fordern ist. Wo letzteres stattfindet, erscheinen mittelgroße Filter am Platze, während Feinfilter nur unter besonderen Verhältnissen in Frage kommen können. In der Dicke der groben und mittelgroßen Filter wird man nicht sparsam sein dürfen, wogegen bei den feinen Filtern eine gewisse Sparsamkeit zulässig ist.

Uebrigens erleiden die hier angegebenen Voraussetzungen und Beschlüsse, durch die Ergebnisse von Versuchen, welche in Deutschland angestellt sind — und die weiterhin zur Mitteilung kommen — wesentliche Änderungen.

Was die für eine gegebene Abwassermenge notwendige Größe der Filterfläche betrifft, so können dafür die Zahlen in der vorletzten Spalte der obigen Tabelle nicht ohne weiteres maßgebend sein. Dies verhindert besonders der Umstand, daß sie an kleinen Versuchsfilters, die in sorgsamster Weise hergestellt und bedient wurden, gewonnen sind. Es ist nicht zulässig, die an so kleinen und so sorgfältig behandelten Filtern erzielten Resultate unmittelbar auf Großbetriebe zu übertragen; letztere haben auch mit Zufälligkeiten von mancherlei Art zu rechnen, z. B. Verschiedenheiten der Reinigung im Wechsel der Jahreszeiten, Betriebsstörungen durch heftige Regen, durch Frost u. s. w., und endlich ist darauf aufmerksam zu machen, daß die reine Filterfläche für Nebenanlagen, Wege u. s. w. einen beträchtlichen Zuschlag erfordert.

Ein ungefähres Bild des Bedarfs an reiner Filterfläche gewinnt man wohl bei der Annahme, daß von den in der vorletzten Spalte der Tabelle verzeichneten Mengen, wenn es sich um Filter der vorliegenden Bauart handelt, als dauernde Leistung von 1 ha Filterfläche im Jahre nur etwa 25—50 %,

entsprechend 50 000 cbm bis zu 25 000 cbm herab, verwertet werden dürfen. Zu der so berechneten Fläche wird man für Nebenbedürfnisse einen Zuschlag von 20 bis 30 % zu machen haben, um den ganzen Bedarf an Gelände für die Anlage zu erhalten. Es ist aber kaum nötig hinzuzufügen, daß es sich hier nur um allgemeine Angaben handelt, von welchen nach den Besonderheiten weite Abweichungen zulässig oder angebracht sein können.

Uebrigens kann es in manchen Fällen zweckmäßig sein, das Wasser den Reinigungsprozeß nicht auf einem Filter durchmachen zu lassen, sondern dasselbe wiederholt aufzuleiten, zweimal oder auch dreimal. Es ist dabei möglich, an Filterdicke zu sparen, und zwar ohne daß bei der Filterfläche entsprechende Vergrößerung stattfindet, schon weil durch die Verlängerung an Zeit, welche bei der wiederholten Aufleitung stattfindet, eine gewisse Mindergröße der Filterfläche gedeckt wird. Durch die Auseinanderfolge mehrerer Filter kann man sich auch Wechseln in der Beschaffenheit gut anpassen; es mag zu Zeiten genügen, die Wasser, anstatt dieselben die ganze Reihe durchlaufen zu lassen, nur auf ein oder zwei Filter aufzuleiten und dadurch an Betriebskosten zu sparen. Bei wiederholter Aufleitung wird es vorteilhaft sein, Filter von verschiedener Korngröße zu benutzen: das erste mit größerem, die nachfolgenden, weil sie nur die Reinigung vervollständigen sollen, mit feinerem Korn. Betreffende Beispiele sind schon im § 465 mitgeteilt. Die Benutzung mehrerer Filter hintereinander entspricht bei systematischer Durchbildung der Anlage dem Vorgange Dibdins*). Anstatt durch wiederholte Aufleitung kann der Rest der Reinigung auch in der Anwendung des Berieselungsverfahrens bestehen. Desgleichen läßt sich an die Filtration Belüftung, oder auch eine Einrichtung zur Desinfektion des Abflusses anschließen.

§ 474. Die Frage: ob künstliche Aufschüttung der Filter, oder ob zur Verfügung stehender natürlicher Boden benutzt werden soll? läßt sich nur dahin beantworten, daß dem künstlichen Filter, abgesehen von Ausnahmefällen, immer der Vorzug gebührt. Teils um die Filter vor Versumpfung zu bewahren, teils um dieselben dem Luftzutritt offen zu halten, teils endlich um den Reinigungserfolg jederzeit sicher feststellen zu können, ist Drainierung derselben unentbehrlich.

Filter aus natürlichem Boden werden in Amerika und auch in England (vielfach zum sommerlichen Anbau von Früchten, Getreide oder Gras) benutzt; sie sind dann aber keine Oxydationsfilter engeren Sinnes. In manchen Fällen mag solche Nutzung für die dauernde Erhaltung der Filter im leistungsfähigen Zustande günstig sein, wobei z. B. an die Aufzehrung von Resten der Umsetzungsprodukte organischer Stoffe, die im Filter verbleiben, zu denken ist. Immerhin erfährt durch die landwirtschaftliche Zwischennutzung der Filter, und zwar ohne daß ein nennenswerter wirtschaftlicher Gewinn erzielt wird, die Arbeit derselben wohl eine nachteilige Beeinflussung. Findet während des Fruchtanbaues fortgesetzt Aufbringung von Abwasser statt, so hat man es mit einer gewöhnlichen Berieselungsanlage zu thun. (Die sogenannten *Einbaumassen* der Berliner Rieselfelder sind Filter, die nur in Frostperioden beschickt, und im Sommer zu Fruchtanbau benutzt werden; sie werden im Winter mit Wasser stark überladen, geben daher, wie im § 186 nachgewiesen ist, nur einen mangelhaften Reinigungserfolg.)

§ 475. Im Vorhergehenden liegen immer amerikanische Versuche und Anlagen zu Grunde, und es ist unterstellt, daß es sich um die Reinigung von Haus-

*) Dibdin: Purification of Sewage and Water, London 1897 und W. Bruch: Das biologische Verfahren zur Reinigung von Abwässern, Berlin 1899. Letztgenanntes Werk ist zum Teil eine Uebertragung des erstgenannten, geht aber durch seine zusammenfassende Behandlung des Gegenstandes über dieses hinaus.

abwassern ohne erhebliche Anteile von Fabrikwassern handelt. Die Versuche in Lawrence haben sich aber auch auf Untersuchungen von Hausabwassern erstreckt, welchen gewisse Stoffe, die in Fabrikwassern eine größere Rolle spielen, zugemischt waren; außerdem bezogen sie sich auf Ermittlung der Dienstdauer der Filter. Die Hauptergebnisse, zu welchen die Versuche führten, sind folgende:

1. Ein Ueberschuß von Alkalien im Wasser ist ohne Einfluß auf die Nitrifikation, wogegen bei ungenügendem Alkalitätsgrade die Nitrifikation unvollständig ausfällt; der Abfluß enthält dann Ammoniak und Nitrite, letztere oft in großen Mengen. — Wenn bei sauren Wassern zur Herstellung alkalischer Reaktion anstatt Aetzkalk Kalkstein angewendet wurde, die man in die obere Schicht der Filter einbrachte, erwies sich der Abfluß etwa gleich demjenigen, der sich bei Reinigung gewöhnlicher Abwasser auf Sandfiltern ohne Kalkstein-einlagen ergab.

2. Selbst bei einem hohen Zusatz von Schwefelsäure wird noch ein hoher Anteil von organischen Stoffen aus dem Abwasser längere Zeit hindurch entfernt. Es braucht daher kein ungünstiger Reinigungserfolg gefürchtet zu werden, wenn gelegentlich in den Abwassern ein hoher Prozentsatz von SO_3 vorkommt. Bei dauernder Zuführung ist aber Neutralisation durch Zusatz von Kalk oder Alkali notwendig.

3. Ein Zusatz bis zu 720 mg Salpeter bewirkte, daß die Menge der Nitrate im Abfluß von 20 mg auf 640 mg stieg. 12 Tage nach Beendigung des Salpeterzusatzes enthielt der Abfluß noch 150 mg Nitrate.

4. Bei einem Zusatz von Chlornatrium in der einer Chlormenge von 12000 mg entsprechenden Menge kam die Nitrifikation plötzlich zum Stillstand, und die Lösung ging beinahe unverändert durch das Filter; 14 Tage später war aber die Nitrifikation wieder vollständig. Bei dem einer Chlormenge von 13 mg entsprechenden Salzzusatz ging die Nitratmenge im Abfluß von 21 mg auf 1,5 mg zurück. Als man denselben Zusatz 8 Tage hindurch fortsetzte, hob sich die Nitratmenge wieder auf 13,4 mg, indes ein 3 Wochen lang fortgeföhrter Zusatz von Salz in der der Chlormenge von 3670 mg entsprechenden Menge die Nitratmenge auf 2 mg herab-setzte. Als man dann den Salzzusatz in allmählicher Weise auf die einer Chlormenge von 13060 mg entsprechende Menge steigerte, hob sich die Nitratmenge wieder auf 10 mg. Diese Beobachtungen lassen schließen, daß plötzlich im Abwasser auftretende Mengen von Chlornatrium ganz anders wirken als verlangsamte; das Filter hat die Fähigkeit, sich letzteren anzupassen. Es mögen demnach selbst Wasser mit dem Salzgehalt des Meeres auf Filtern noch befriedigend gereinigt werden, wenn sie nur in geregelter Weise zufießen; bei etwa dem Dreifachen dieses Salzgehaltes hört aber die Nitrifikation auf.

5. Etwa dieselben Ergebnisse wie bei Zusatz von Chlornatrium wurden bei Zusatz von Zucker gefunden.

6. Versuche mit Zusatz von gebackenem und danach pulverisiertem Eialbumin und Blutalbumin (die aber nicht vollständig durchgeführt werden konnten) haben es als wahrscheinlich erwiesen, daß von dem zugesetzten Eialbumin etwa 61% und von dem Blutalbumin etwa 90% des darin den Abwassern zugeführten Stickstoffs im Abfluß mitgeführt wurden, also durch die Filter aus der sehr schwer löslichen Form in die lösliche übergeführt sind, der im Filter ungelöst zur Aufspeicherung gelangte Teil daher gering ist.

7. Ein Zusatz von Bakterien in Nährlösungen (Bouillon und Pepton, je für sich) bringt zuerst eine Zunahme der Keime im Abfluß und Unvollständigkeit der Nitrifikation hervor; nach und nach hört aber beides wieder auf. Diese Beobachtung dürfte sich aus der zeitweiligen „Ueberfütterung“ der Bakterien erklären, die so lange im Abfluß erkennbar ist, bis wieder ein neuer Gleichgewichtszustand zwischen der Nahrungsmenge und der Zahl der Bakterien erreicht ist.

8. Versuche mit Zuführung von freiem Sauerstoff zu dem luftdicht abgeschlossenen Filter ergaben, daß Nitrifikation nicht stattfindet, wenn die im Filter enthaltene Luft ohne Sauerstoff ist, daß aber die geringe Luftpumpe in den Poren des Filters fast ebenso wirksam ist, wie große Luftpumpe, vorausgesetzt nur, daß jene oft genug erneuert wird, um die jederzeitige Anwesenheit von Sauerstoff an jeder Stelle des Filters zu sichern.

9. Zwischen der mit den Abwassern zugeführten und der im Abfluß abgeführten Stickstoffmenge findet ein Unterschied statt, der sich als Folge von Aufspeicherung im Filter darstellt. Eins der Lawrencer VersuchsfILTER speicherte im 4jährigen Betriebe 15% des zugeführten Stickstoffs auf, und andere VersuchsfILTER noch darüber; doch scheint das Aufspeicherungsvermögen der Filter mit der Zeit abzunehmen. Ob sie aber ganz aufhört, und bevor die Filter durch Füllung der Poren undienstfähig werden, hat wegen Kürze der Zeit noch nicht festgestellt werden können.— Die in Lawrence benutzten Sandfilter halten sich selbsttätig rein und arbeiten durch längere Jahre. Um aber die günstigsten Reinigungserfolge zu erzielen, muß die Oberfläche

öfter gereinigt (abgezogen) und wenigstens nach 2- oder 3jähriger Dienstdauer die obere Schicht erneuert werden. Wenn man aber einen Ueberschuß an Filterfläche zur Verfügung hat, so kann man die Erneuerung durch Gewährung einer längeren Ruhepause ersetzen. Zu letzterer Auffassung ist auf weiterhin folgendes zu verweisen.

§ 476. Aus dem Vorstehenden sind einige Schlussfolgerungen über Besonderheiten der Oxydationsfilter und ihres Betriebs zu ziehen.

Wenn, wie erwiesen ist, solche Filter Fremdstoffen im Wasser gegenüber, die nicht regelmässig darin vorkommen, ein gewisses Anpassungsvermögen besitzen, wenn ferner eine gewisse Freiheit zwischen häufig wiederkehrender geringer Beschickung, mit kleinen Ruhepausen dazwischen, und seltener Beschickung mit grösseren Dosen aber langen Ruhepausen besteht, und wenn endlich bei sachgemässer Behandlung die Filter einige Jahre lang dienstfähig bleiben, ohne daß eine Erneuerung der obersten Schicht von grösserer Dicke notwendig ist, so darf behauptet werden, daß dies von einer gewissen robusten Art und Weise der Filter zeugt, sowie auch, daß sie sich den unvermeidlichen Wechseln in Menge und Beschaffenheit der häuslichen Abwasser anpassen lassen. Wechsel jedoch wie sie bei Mitaufnahme des Straßenwassers in die Kanäle vorkommen, sind ohne Zuhilfenahme von Ergänzungseinrichtungen zu groß und es kann daher von Abwasser-Reinigung auf Oxydationsfiltern, abgesehen von der Frage der Wirtschaftlichkeit — im allgemeinen nur da die Rede sein, wo Meteorwasser von der Aufnahme in die Kanäle ganz — oder bis auf einen geringen Teil — Dachwasser — ausgeschlossen sind. Ausnahmen gelten dann, wenn entweder vor den Filtern Auslässe bestehen, durch die überschüssig zufließendes Wasser ohne Berührung jener an ein offenes Gewässer abgegeben werden kann, oder wenn Land in der Nachbarschaft der Filter zur Aufnahme bereit ist, oder endlich, wenn Becken u. s. w. zur vorläufigen Aufspeicherung vorhanden sind. Die Reinigung der Abwasser des Schwemmsystems ist daher nur unter Beschaffung von Reserven, welche jederzeit herangezogen werden können, ausführbar; bei den amerikanischen Reinigungsanlagen wird in der Regel für solche Reserven in ausgiebiger Weise gesorgt.

Der Betrieb von Oxydationsfiltern ist einfach, und es brauchen von dem Arbeiterpersonal keine besonderen technischen Fertigkeiten beansprucht zu werden. Es sind auch keine Maschinen dabei notwendig; abgesehen von der Möglichkeit, daß etwa zum Verarbeiten des Schlammes Maschinenbetrieb notwendig ist. Gegen Störungen durch Frost lassen sich Schutzvorkehrungen schaffen.

Aber der erfolgreiche Betrieb von Oxydationsfiltern erfordert doch mehr als eine rein mechanische Handhabung; er bedarf sachverständiger, immerwährender sehr gewissenhafter Leitung, wenn ein ausreichender Reinigungs erfolg gesichert, die regelmässige Filterthätigkeit nicht in Frage gestellt werden soll. Um gegen alle Möglichkeiten gedeckt zu sein, darf bei Bemessung der Filterfläche nicht knapp verfahren werden.

Wenngleich ein geringes aus vielen kleinen Hohlräumen sich zusammensetzendes Porenvolumen, wie es Sand mittlerer Korngröße besitzt, ausreichend ist, um die Thätigkeit der Nitrobakterien im Gange zu erhalten, sind doch Filter aus grobem Korn mit etwas grösserem und aus weniger zahlreichen Hohlräumen sich zusammensetzenden Porenvolumen wegen grösserer Sicherheit für den ungehinderten Fortgang des Betriebes im Vorzuge. Ihrem ganzen Charakter nach sind sie robuster als Feinfilter; es mag aber fraglich sein, wie es um ihre vergleichsweise Widerstandsfähigkeit gegen Eindringen von Frost bestellt ist, ein Punkt, der bei der Planung von Oxydationsfiltern nicht unberücksichtigt bleiben darf.

§ 477. Die wenigen Berieselungsanlagen, welche in Amerika bisher ausgeführt sind, bieten nur durch die weitgehende Anpassung an die Oberflächengestalt des Geländes und an die Beschaffenheit der ganzen Oertlichkeit, überhaupt durch die Vermeidung von allem, was an eine systematische Durchbildung der Anlage erinnert, Interesse. Dies wird weiterhin an ein paar zur Mitteilung kommenden Beispielen anschaulich werden. Vielfach wird Berieselung in Amerika in durchaus wilder Form betrieben.

§ 478. Nicht oft scheint man sich in den amerikanischen Reinigungsanlagen allein mit der bloßen Entfernung der Schweben- und Sinkstoffe aus den Abwassern zu begnügen, dagegen diese mit Recht ziemlich ausnahmslos als Vorbereitungsmittel für ein nachfolgendes Reinigungsverfahren zu benutzen. Fast immer werden am Anfange des Werks Gitter (Screens), Brunnen oder Becken mit einfachen, leicht zu handhabenden Vorrichtungen zum Abziehen des ausgeschiedenen Schlammes angetroffen, und dies — obwohl die ausgeschiedenen Schlammmengen vergleichsweise gering sind — auch in den Abwassern weitläufig gebauter Städte, wo die Kanallänge allein schon einen namhaften Teil der Ausscheidung bewirkt. Die angegebenen Einrichtungen finden sich nicht nur bei den mit chemischen Zusätzen arbeitenden Klärwerken, sondern auch bei Filtern und Berieselungsanlagen, und bezeichnen ein Vorgehen, das überall zur Nachahmung dringend empfohlen werden kann.

§ 479. Bei der chemisch-mechanischen Klärung nimmt Kalk eine geradezu beherrschende Stellung ein; neben ihm werden in erster Linie Eisensalze, in zweiter Eisenchlorid und schwefelsaure Thonerde angewendet.

Hazen hat auf der Versuchsstation in Lawrence Reihen vergleichender Versuche mit den genannten Fällmitteln ausgeführt, die teils darauf hinausgingen, die für den Reinigungserfolg zweckmäßigsten Mengen der Zusätze, teils den von anderen bestimmten Mengen, bezw. von einem bestimmten Kostenaufwand zu erwarten — geringeren — Reinigungserfolg festzustellen. Das Wesentlichste über und aus diesen Versuchen wird nachstehend mitgeteilt. Es sei vorausgeschickt, daß überall Kalk mit einem durchschnittlichen Gehalt von 70% Calciumoxyd in Rechnung gezogen wurde.

1. Kalk bildet zu einem Teile mit der freien und halbgebundenen Kohlensäure ein unlösliches Kalkkarbonat; ein anderer Teil geht Verbindungen mit organischen Stoffen ein; beide Verbindungen fallen aus; bei Anwesenheit von Schwefelverbindungen kann unlöslicher schwefelsaurer Kalk entstehen. Am günstigsten ist die Wirkung von Kalk, wenn er in derjenigen Menge zugesetzt wird, bei welcher der größere Teil sich mit der im Abwasser frei und halbgebunden vorhandenen Kohlensäure verbindet. Ein Mehr sowohl als ein Weniger ergibt geringere Wirkung.

2. Eisensalze. Zweckmäßige Anwendung setzt voraus, daß die Wasser alkalisch reagieren, bezw. alkalisch gemacht worden sind. Es findet Zersetzung durch Alkalien statt, wobei ein flockiges Hydroxyd entsteht, das Schwebestoffe — und einen Teil der gelösten Stoffe — nach Umbildung derselben — zu Boden reißt.

a) Ferrosulfat allein ergab wenig Wirkung, nicht viel mehr als schon durch Sedimentation zu erreichen ist. Die Wirkung ist günstiger bei Anwendung mit Kalk. Es tritt dann neben Calciumkarbonat eine Verbindung des noch vorhandenen Restes der freien und halbgebundenen Kohlensäure mit der Schwefelsäure des Ferrosulfats zu schwefelsaurem Kalk ein. Um den Prozeß etwas zu beschleunigen, muß ein kleiner Überschuß von Kalk vorhanden sein; ein großer verbessert die Wirkung nicht. Wird viel weniger Kalk als die angegebene Menge zugesetzt, so leistet das Ferrosulfat nichts; es erfolgt einfache Ausscheidung. Der Zusatz von Ferrosulfat muß nach dem Kalkzusatz geschehen.

b) Ferrisulfat wirkt rascher als Ferrosulfat. Ein daneben gemachter Kalkzusatz kann je nach Größe oder Reihenfolge entweder wirkungslos sein, oder selbst ungünstig wirken.

c) Eisenchlorid scheint etwa dieselbe Wirkung zu haben wie Ferrisulfat.

3. Schwefelsaure Thonerde. Der Schwefelsäureanteil verbindet sich mit Kalk und anderen vorhandenen Basen, und das Thonerdehydrat gibt einen flockigen Niederschlag, der Schwebestoffe einhüllt und niederreißt. Kalk und schwefelsaure Thonerde in solchen Mengen nebeneinander anzuwenden, daß der Abfluß neutral reagiert, ist nach den Lawrencer Versuchen

nicht zu empfehlen. Eine dadurch erzielte, gewisse Beschleunigung des Prozesses wird durch die Mehrkosten nicht ausgeglichen.

Das wirtschaftliche Gesamtergebnis der Lawrencer Versuche über chemisch-mechanische Reinigung ist, wenn die durch eine bestimmte Menge von Zusätzen bewirkte Verminderung des Albumenoidgehaltes der im Abwasser enthaltenen organischen Stoffe als Maßstab für den Reinigungserfolg benutzt wird, kurz zusammengefaßt das, daß ausgeschieden werden können:

29 % mit Ferrosulfat und Kalk	für 1,28 M. Kosten
17 " Ferrosulfat	0,94 "
32 " " " "	1,28 "
41 " " " "	1,70 "
46 " " " "	1,87 "
10 " Thonerdesulfat und Kalk	0,98 "
20 " " " "	1,28 "
29 " " " "	1,70 "
47 " " " "	1,91 "
20 " Kalk	1,16 "
22 " " " "	1,28 "
13 " Ferrosulfat und Kalk	0,85 "
48 " " " "	1,40 "
39 " " " "	1,42 "

Mit der in der obengemachten Voraussetzung liegenden Einschränkung der Geltung und einer weiteren Einschränkung, die in dem Umstande begründet ist, daß den Versuchen, Abwasser von einer gewissen Uebereinstimmung zu Grunde liegen, läßt sich aus diesen Zahlen vielleicht der Schluß ziehen: daß Kalk das billigste Reinigungsmittel ist, dann Ferrosulfat und hierauf Ferrisulfat folgt, und Thonerdesulfat an letzter Stelle steht; die Benutzung von Ferrisulfat allein hört aber an einer bestimmten Grenze auf wirtschaftlich zu sein und ebenso die des Kalks. Gemeinsame Benutzung von Ferrosulfat und Kalk ist billiger als die von Kalk allein, oder von Ferrosulfat allein.

Nähere Erläuterungen hierzu können aus folgenden Sätzen entnommen werden:

1. Sauer reagierende Abwasser können mit Kalk gut gereinigt werden.
2. Praktische Schwierigkeiten in der Genauigkeit des Kalkzusatzes bewirken es, daß der Reinigungserfolg im allgemeinen geringer ist, als der für gleichen Kostenaufwand mit anderen Chemikalien erreichbare.
3. Der beste Erfolg wird bei einem Kalkzusatz erreicht, der etwa der Menge der im Abwasser vorhandenen — freien — Kohlensäure gleichkommt.
4. Ferrosulfat allein gibt keinen guten Erfolg; es muß Kalk in derjenigen Menge mit zugesetzt werden, daß über den zur Bildung von Bikarbonaten hinaus notwendigen Teil ein Ueberschuß verbleibt, der sich mit der Schwefelsäure des Ferrosulfats zu schwefelsaurem Kalk verbinden kann; bei einer ganz bestimmten Menge von Kalk ist die Wirkung am günstigsten. Bis zur Zusatzmenge von 130 mg wird, wenn der Kalkzusatz richtig bemessen war, der Erfolg um so günstiger sein, je höher der Ferrosulfat-Zusatz genommen wird; über den Zusatz von 130 mg hinaus steht die Wirkung nicht mehr in günstigem Verhältnis zu den Mehrkosten. Die praktische Ausführung der Reinigung mit Ferrosulfat und Kalk ist wegen der erforderlichen Genauigkeit des Kalkzusatzes schwierig.
5. Bei sonstiger Uebereinstimmung sind Ferrosulfite gegen Ferrosulfate im Vorzuge wegen rascherer Wirkung, und weil sie einen weniger löslichen Niederschlag ergeben. Neben Ferrosulfiten Kalk zu benutzen, ist fast ohne Wirkung, besonders bei Abwassern, die alkalisch reagieren.
6. Ferrosulfat ist leichter löslich als Ferrosulfit, woraus sich ein höherer Eisengehalt des mit Ferrosulfaten gereinigten Wassers ergiebt. Beide Eisensalze verleihen dem Abfluß eine leichte Färbung, die aber ohne Bedeutung ist.
7. Durch einen Zusatz von Kalk neben Thonerdesulfat wird der Erfolg wenig gebessert. Die Wirkung des Kalkzusatzes besteht insbesondere in einer Abkürzung des Reinigungsvorganges; doch gleicht der Zeitgewinn die Mehrkosten nicht aus.
8. Der Vorzug der Ferrosulfate und -Sulfite, wie ebenso des Thonerdesulfats liegt ins-

besondere darin, daß die Hinzufügung in konzentrierten und deshalb genau messbaren Mengen erfolgen kann.

9. Durch Anwendung der passenden Menge eines Eisen- oder Thonerdesalzes läßt sich von $\frac{1}{2}$ — $\frac{2}{3}$ (?) der organischen Stoffe aus Abwassern entfernen, und der Abfluß kann in offene Gewässer gehen, ohne daß Schädigung derselben zu fürchten ist.

10. Die Entfernung der Keime bei chemisch-mechanischer Reinigung ist teilweise eine Wirkung der flockigen Beschaffenheit des Niederschlags, teilweise beruht sie in der Vernichtung der Keime. Aber selbst die beste chemisch-mechanische Reinigung läßt im Wasser noch eine große Zahl von Keimen, nebst solchen Mengen organischer Stoffe zurück, daß in kurzer Zeit wieder eine reiche Entwicklung der Keime möglich ist.

11. Wegen Ungleichheiten in der Beschaffenheit der Abwasser, und ebenso wegen örtlicher Preisverschiedenheiten der Zusätze läßt sich nicht allgemein ein Verfahren vor dem anderen bevorzugen.

Diese Sätze erschöpfen den Gegenstand nicht; gewisse Gesichtspunkte treten zurück oder werden gar nicht hervorgekehrt. Dahin gehört z. B. die hohe Leistung des Kalks als Desinfektionsmittel, seine Unentbehrlichkeit, wenn der Schlamm durch Pressung weiter verarbeitet werden soll, die Aequivalenz, welche zwischen der Kalkmenge und der Dauer der Einwirkung besteht, insbesondere aber, daß mit Kalk — und mit anderen Chemikalien — gereinigte Abwasser von neuem der Fäulnis verfallen können, und daß der Eintritt oder Nichteintritt dieser Erscheinung wesentlich von der Beschaffenheit des den Abfluß aufnehmenden Gewässers (Größe u. s. w.) abhängt. Im übrigen ist hier auf den Inhalt der §§ 187—201 Bezug zu nehmen.

§ 480. Belüftung von gereinigten Abwassern, um die Mineralisierung der letzten darin vorhandenen organischen Stoffe zu bewirken, hat (nach Versuchen von Dupré und Dibdin) nur geringe direkte Wirkung; wenn noch größere Mengen organischer Stoffe vorhanden sind, ist es auch möglich, daß in gewissem Maße direkte Oxydation stattfindet. Indirekt wirkt Belüftung dadurch, daß sie für die Thätigkeit der Nitrobakterien günstig bzw. unentbehrlich ist. Im großen Maßstabe ist die geringe Wirksamkeit der Belüftung auf den Oxydationsvorgang durch Untersuchungen, welche Leeds an dem Wasser der Niagarafälle vor und nach dem Absturz ausführte, erwiesen worden. Was die etwaige Mitwirkung besonderer physikalischer Faktoren bei der Belüftung betrifft, so fand Drown, daß die Oxydation organischer Stoffe weder durch heftige Bewegung des Wassers noch dadurch beeinflußt wird, daß das Wasser unter Luftpressung steht. Ersteres würde mit der Thatsache in Einklang stehen, daß rasch oder mit kleinen Abstürzen sich bewegende flache Wasserläufe zuweilen keine größere Oxydationswirkung ausüben, als träge dahinfließende tiefe Wasser.

§ 481. Was noch besondere Züge amerikanischer Entwässerungs- und Reinigungswerke betrifft, so mag darüber vor Mitteilung einiger betreffender Beispiele folgendes kurz angeführt werden.

Bei den Entwässerungsanlagen bildet die getrennte Abführung von Haus- und Meteorwassern die Regel, gemeinsame Abführung die Ausnahme. Vielfach wird aber Dachwasser mit in die Leitungen aufgenommen, sei es in der Form unmittelbaren Eintritts, sei es, daß man das Dachwasser zunächst in Behältern sammelt, um es entweder in geregelter Weise zur Spülung zu benutzen, sei es, daß Einrichtungen zum verlangsamten Abfluß getroffen werden.

Den bei Reinigungsanlagen vorkommenden Pumpwerken wird oft ein über das Notwendige hinausgehendes Maß von Leistungsfähigkeit gegeben. Dies Verfahren bringt eine gewisse Kostenerhöhung mit sich, gewährt andererseits aber Vorteile, welche die Mehrkosten reichlich aufwiegen. Es deckt kleine unvermeidliche Unsicherheiten der Berechnung; es verschafft den Pumpwerken die Fähigkeit,

sich dem Wechsel der Anforderungen nach Tages- und Jahreszeit besser anzupassen; die Beherrschung des Betriebes ist vollkommener und durch alles das und anderes eine höhere Sicherheit des Betriebes gewährleistet als bei Pumpwerken, die nicht größer sind, als daß sie nur den normalen Anforderungen genügen können.

Gleichlaufend mit der in § 478 erwähnten Thatsache, daß der Sedimentierung der Abwasser große Aufmerksamkeit zugewendet wird, geht die andere, daß, unabhängig von der Art des Reinigungsverfahrens, den Abwassern nach der Sedimentation Kalk zugesetzt wird, um dieselben sicher alkalisch zu machen, und dadurch die Vorbedingung für eine reichere Thätigkeit der Nitrobakterien zu erfüllen.

Große Aufmerksamkeit wird allgemein den Vorrichtungen, die zur innigen Mischung der angewendeten Chemikalien mit den Abwassern dienen, gewidmet; dieselben zeigen eine Mannigfaltigkeit der Durchbildung, wie sie bei deutschen Werken nicht angetroffen wird. Häufig wird dabei Einblasen von Dampf oder von Preßluft benutzt, wobei der Austritt durch Siebe oder Wand-durchbohrungen von Röhren stattfindet.

Mangelhaft für den Gesundheitsschutz muß oft die Art und Weise erscheinen, wie man sich auf amerikanischen Reinigungswerken mit der Beseitigung des Schlammes abfindet. In der Mehrzahl der Fälle wird er in regelloser Weise in unüberdeckten natürlichen oder künstlichen Bodenvertiefungen angehäuft, mit gelegentlichem Auftragen einer Zwischenschicht von Kies oder Feuchtigkeit aufnehmenden Stoffen. Zuweilen findet Abholung durch Farmer statt, zuweilen Pressung, zuweilen Zumischung von Kehricht zum Zweck der Verbrennung. Die im ganzen wenig Regelung aufweisenden Verfahren finden ihre Erklärung wohl vorzugsweise darin, daß man — nicht immer mit Recht — die in dem Schlamm noch enthaltenen organischen Stoffe als den „stabilsten“ nicht leicht zersetzungsfähigen Teil derselben und deshalb als relativ harmlos betrachtet (vergl. auch S. 288).

Endlich: die amerikanischen Reinigungswerke werden allgemein den örtlichen Verhältnissen und dem Bedürfnis des Augenblicks eng angepaßt, und sind frei von dem, was man etwa als „schulmäßige Behandlung“ bezeichnen könnte; sie weisen demzufolge eine Vielseitigkeit der Durchbildung im ganzen und in Einzelheiten auf, wie sie bei uns bisher nicht oft angetroffen wird. Allerdings liegt dem zuweilen bloß empirische Auffassung, oder ein zurückgebliebener Standpunkt wissenschaftlicher Erkenntnis zu Grunde. Daß der Reinigungsgang öfter nach den Umständen „gemodelt“, auf das Notwendige begrenzt wird, und manchmal strenger Anforderungen nicht genügt, ist bereits früher angeführt worden. Im übrigen trifft man vielfach auf Kombinationen mehrerer Reinigungsverfahren, wie sie bei uns bisher nicht üblich sind; zuweilen handelt es sich dabei um Reserven, die nur in Notfällen (Winter u. s. w.) benutzt werden; zuweilen ist dabei an eine näher oder ferner liegende Zukunft gedacht; zuweilen soll durch einen weiteren Teil ein etwaiges Minus an dem Reinigungs erfolge des ersten Teils gedeckt werden. Angetroffen werden z. B. folgende Kombinationen: Filtration mit nachfolgender Rieselung; Filtration entweder nur mit gelegentlichem Zwischenanbau von Früchten, oder auch mit regelmäßigem Anbau; chemisch-mechanische Reinigung mit nachfolgender Filtration oder Rieselung; oder, endlich, Filtration mit nachfolgender Desinfektion.

Vermöge der hervorgehobenen charakteristischen Züge ist den amerikanischen Reinigungsanlagen viel Lehrhaftes eigen, wodurch es trotz der zwischen „drüben“ und „hier“ bestehenden Unterschiede gerechtfertigt sein dürfte, an dieser Stelle eine Reihe von Beispielen mitzuteilen, die Verfasser dem mehrfach angezogenen Werke von Rafter und Baker entnimmt.

Amerikanische und englische Darstellungen technischer Gegenstände sind aber

keine eigentlichen Zeichnungen nach deutscher Art, zuweilen nicht viel mehr als bloße Schemata, aus welchen nur die wesentlichen Züge des Werks erkannt werden können. Dies will bei Betrachtung einzelner der folgenden Darstellungen im Sinne behalten sein und bildet auch den Grund dafür, daß die Wiedergabe genau nach den Originalen hergestellt ist, daher auch die ursprünglichen Maßangaben beibehalten worden sind.

§ 482. Der zunächst folgenden Mitteilung einiger Filterwerke mag noch die Bemerkung vorangeschickt werden, daß mehrere derselben nur in beschränktem Maße als Oxydationsfilter gelten können, und einzelne als Mitteldinge zwischen Filtern und Rieselfeldern zu betrachten sind.

Gardener (Massachusetts) hat etwa 8500 Einwohner und ist nach Trennsystem kanalisiert; die tägliche Abwassermenge von 470 cbm passiert einen zweiteiligen offenen Absitzbehälter von 40 cbm Inhalt, in welchem am gegenüberliegenden Ende vor dem Ablauf eine Tauchplatte angebracht ist; der Abfluß zu den Filtern erfolgt frei. Diese bestehen aus 3 Abteilungen, welche jede für sich umdämmt sind und im ganzen 14 einzelne Betten enthalten, die durch 1,2—1,5 m tiefe Aufschüttung von Kies hergestellt sind. Die erwähnten Umdämmungen reichen bis zur Filtersohle hinab, die Dämme zwischen den einzelnen Betten schneiden aber nur 30 cm tief in die Kiesschüttung ein, so daß in der Tiefe die Trennungen verschwinden. Die Betten sind drainiert, doch ohne Auslaß in ein offenes Gewässer oder freien Ausgang am unteren Ende. Die Beschickung erfolgt durch hölzerne Rinnen, welche an Pfählen befestigt sind und an der Ecke des betreffenden Bettes endigen. Die Beschickungsdauer ist 2—4 Stunden, wonach die Betten den betreffenden Tag und den darauf folgenden Ruhe haben. Die ganze Filterfläche ist nur 0,77 ha; auf 1 ha berechnet, empfangen sie täglich die übergroße Menge von 610 cbm Wasser.

Für die kleine Stadt Summit (New Jersey) ist zur Reinigung der Abwasser die in Fig. 528 dargestellte Filteranlage hergestellt, welche 4,05 ha Ausdehnung bei 3,2 ha (80 %) eigentlicher Filterfläche hat. Es handelt sich um Bodenfiltration mit Zwischenanbau von Früchten. Die Höhenlage ist besonders günstig: das Gelände wurde in eine große Anzahl von abwechselnd zu beschickenden Beeten zerlegt, welche, wie die eingeschriebenen Zahlen erkennen lassen, als größten Höhenunterschied etwa 10 m haben; das niedrigst liegende Beet hat noch 6 m Höhe über Flussspiegel. Die ganze Fläche ist, besonders um die tiefer liegenden Beete vor Wasserandrang zu sichern, eng drainiert; die Saugdrains geben ihren Inhalt an 0,9 m tief liegende Sammldrains ab. Zahlreich sind Schächte von 0,38 cm Weite als Zugänge zu den Drains angelegt. Die Zuführung der Abwasser zu den Beeten geschieht durch in den Dämmen zwischen den Beeten mehr oder weniger tief verlegte Thonrohrleitungen; die Auslässe sind in Schächten an den Ecken der Beete angeordnet. Im Winter bildet sich eine Eisdecke auf den Beeten, und finden auch Schneeablagerungen auf denselben statt; doch hat man den Betrieb aufrecht erhalten können, da das Wasser sich unter der Schneedecke bewegt; nur ist Aufmerksamkeit und gelegentliches Eingreifen nötig, um das Ueberlaufen des Wassers über die Dämme zu verhindern.

Eine der Anlage für Summit sehr ähnliche Anlage ist für Marlborough (Massachusetts) hergestellt. Täglich werden aus einem Trennsystem etwa 1500 cbm Abwasser zugeführt, die einen Absitzbehälter von insgesamt nur 60 cbm Inhalt passieren, dann einen Ueberfall und danach — aufsteigend — ein wagrecht liegendes Gitter. Es sind zwischen Dämmen vorläufig 14 Becken mit zusammen 5,25 ha Fläche hergestellt; doch ist ausreichend Land vorhanden, um, wie beabsichtigt, mehr als 50 Beete anlegen zu können. Die Filterfläche ist drainiert, doch in der ersten Ausführung von nur 14 Beeten viel zu gering bemessen.

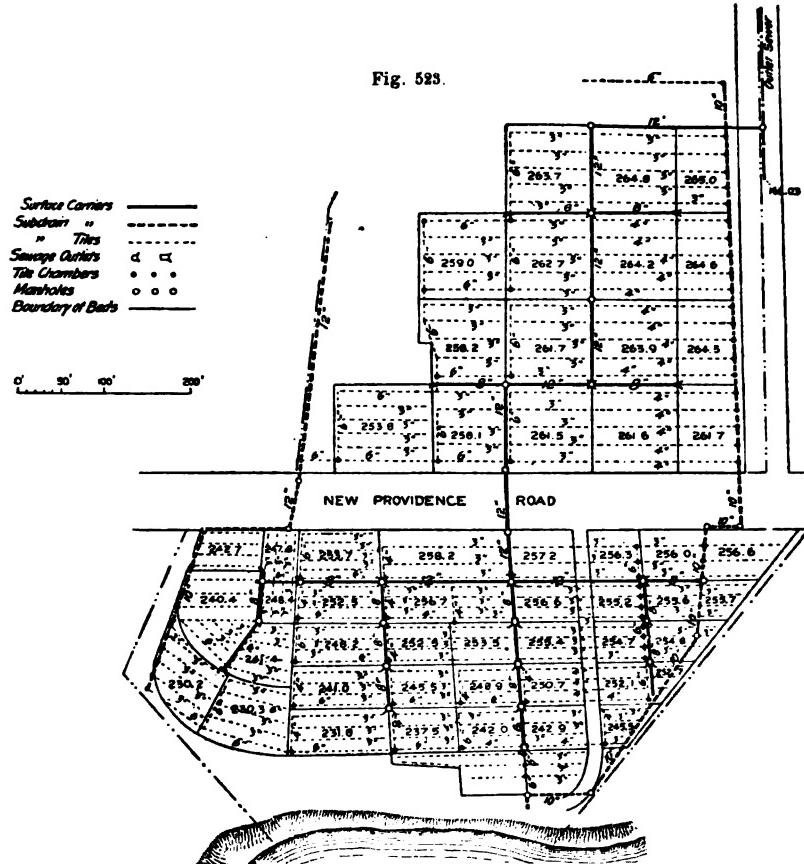
Für die Filtrationsanlage mit Zwischenfruchtanbau der Stadt Framingham (Massachusetts) mit 5000 Einwohnern und 284 l Wasserverbrauch pro Kopf und Tag wurden von dem State Board of Health u. a. als Bedingungen vorgeschrieben: 1. daß nur der mehr als 1,22 m über Bachspiegel liegende Teil des betreffenden Geländes eingerichtet werden dürfe, und daß dieser Teil an seiner unteren Grenze mit einem Damm von 0,3 m Höhe zu umgeben sei, daß 2. die Drainage nicht flacher als 1,22 m liege, daß 3. die aufgebrachte Abwassermenge in einer Woche nicht über eine Schichthöhe von 0,30 m hinausgehen dürfe, und die Verteilung auf die einzelnen Wochentage so zu regeln sei, daß das aufgeleitete Wasser innerhalb der Dauer von 24 Stunden von der Oberfläche verschwinde, daß endlich 4. das Verteilungsreservoir zu überwölben und durch Verbindung mit dem Maschinenschornstein zu lüften sei.

Der zweiteilige Verteilungsbehälter hat bei 3 m mittlerer Tiefe den Fassungsraum von etwa 1600 cbm. Das Wasser muß aus demselben nicht weniger als 12,2 m hoch (ungerechnet

die Reibungshöhe) gehoben werden; die Maschinen sind so groß, daß sie stündlich fast 300 cbm fördern. Die Abwasser können auch ohne Passierung des Behälters zu dem Pumpensumpf gelangen. An der Zuleitung zu der Kläranlage sind unterwegs 11 Auslässe vorgesehen, um eventuell Wasser abzugeben; doch haben sich bisher keine Abnehmer gefunden.

Es sind 4,85 ha Gelände in nur roher Weise zu Filterbeeten hergerichtet, indem man offene Zuleitungsgräben anlegte, die von Schächten aus gefüllt werden. Zwischen den Gräben erstrecken sich mittelst des Pflugs gezogene Verteilungsfurchen, die etwa 2 m Zwischenraum zwischen sich lassen; ein Teil der Fläche wird auch ohne Furchen überstaun. Unter jedem Beet liegt in 1,8 m Tiefe ein Drain von 15 cm Weite. Ueber den Reinigungserfolg wird angegeben, daß die Keime fast ganz, und im Frühling das freie Ammoniak ganz, und das gebundene zu 99% aus den Abwassern entfernt werden. Der Frost hat keine besonderen Schwierigkeiten bereitet; doch ist hinzuzufügen, daß der Stadt, anstößend an das zur Filtration benutzte Gelände, noch 23 ha

Fig. 523.



Land zur Verfügung stehen, die im Winter zur Aufbringung der Wasser in wilder Weise benutzt werden können.

In East Orange (im Staate New Jersey), einer Stadt von damals etwa 1300 Einwohnern, ist Trennsystem eingerichtet, mit Aufnahme von Dachwasser, das aber zuvor in Behältern gesammelt wird, um in verlangsamter Weise abzufliessen; zu dieser Strenge ist man anscheinend durch den Umstand genötigt worden, daß in die Kanäle ganz übergewöhnlich große Mengen von Grundwasser eindringen (vergl. im § 467). Die Reinigung der Abwasser erfolgt in zwei Stufen: zunächst chemisch-mechanisch und danach teils durch Filtration, teils durch Rerieselung. Die Wasser gelangen zum Absetzen des Hauptteils der Sinkstoffe zunächst in einen tiefen Brunnen, erhalten nach dem Verlassen desselben den Zusatz von Kalk und schwefelsaurer Thonerde, passieren dann ein sehr langes Gerinne mit eingebauten Hindernissen und treten nun in ein Becken ein, aus welchem sie durch Ueberfälle in 5 cm hoher Schicht in ein zweites und drittes Becken gelangen. In jedem der drei Becken liegt ein Schwimmer mit anschließender Ableitung, der das nach den Filtern und Rieselflächen abzuleitende Wasser

an der Spiegelfläche entnimmt. Dasselbe wird teils in Gräben zwischen 1,2 m breiten Beeten abgelassen, teils in flache Becken von 30 m Länge und 15 m Breite. Die Becken werden zum Grasanbau benutzt. Die Erfahrung hat gezeigt, daß dieselben vom Frost weniger beeinflußt werden als die Gräben. Beete und Becken sind drainiert. Es werden 47 mg Kalk und 31 g schwefelsaure Thonerde zugesetzt; die Wirkung ist jedoch unvollkommen, so daß bei der Nachreinigung noch viel zu thun bleibt. Um diese zu erhöhen, hat man nachträglich in die Aufleitungen zu den Filtern kleine Kokefilter eingebaut. — Die Kosten der Reinigung stellen sich, ungerechnet Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals, auf 2,50 M. pro Kopf und Jahr, mit Einrechnung jener auf etwa 3,70 M. Der Schlamm wird gepreßt und enthält danach 0,326 % organischen Stickstoff, 0,459 % Phosphorsäure und 50,6 % Wasser. Um die Kosten der Pressung zu ermäßigen, ist folgende Einrichtung getroffen. Es sind drei geschlossene eiserne Behälter aufgestellt, die miteinander durch sperrbare Rohrleitungen in Verbindung stehen. Bei irgend einem der verschiedenen Zustände herrscht zur selben Zeit in dem einen Behälter Luftleere, in dem anderen — der vorher Luftleere hatte — findet Schlammeintritt statt, im dritten besteht Luftpresse von etwa 5 Atmosphären. Indem nun nacheinander jeder der drei Behälter in einem der drei genannten Zustände versetzt wird, erreicht man, daß die einmal hergestellte Preßluftmenge — abgesehen von geringen unvermeidlichen Verlusten — immerwährend erhalten bleibt, also nicht — wie es sonst der Fall ist — immer von neuem wieder hergestellt werden muß.

Fig. 524

Ein Beispiel für eine Anlage, in der die Abwasserbehandlung geschehen kann:

- durch mechanische Klärung,
- durch chemisch-mechanische Klärung und
- durch Filtration, eventuell mit Zwischenfruchtanbau, welche der Behandlung zu a und b folgt,

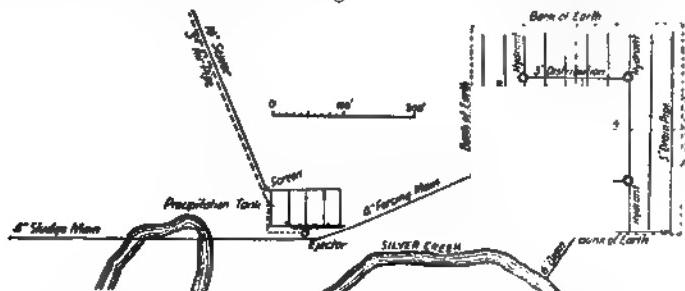
bietet diejenige für die staatliche Irrenanstalt zu Rochester (Minnesota), Fig. 524 und 525. Die Anstalt ist für 1200 Personen mit einem Wasserverbrauch von 240 cbm vorgesehen; in die Kanäle gelangt nur Hauswasser.

Die Abwasser gehen, nachdem sie in einem Brunnen ein Gitter passiert haben, in einen offenen 4teiligen Behälter von 1,22 m Tiefe und 284 cbm Inhalt. Die Zuführung geschieht durch eine an der einen Seite in die Mauerkrone eingearbeitete Rinne; der Abfluß erfolgt, wenn das Wasser ohne Passierung der Filter einem Bach übergeben wird, durch eine ebensolche Rinne auf der Krone der gegenüber liegenden Mauer. Soll Nachfiltration erfolgen, so wird das Wasser einem Ejektor zugeleitet, wozu man es vermittelst eines durch Schwimmer bedienten Verschlusses in Spiegelhöhe entnimmt. Der Ejektor, welcher auch zum Abziehen des Schlammes aus den Becken benutzt werden kann, drückt das Wasser den Filtern, Fig. 525, zu.

Wie Fig. 524 ergiebt, kann jedes der 4 Becken, in welche der Klärbehälter eingeteilt ist, aus- oder eingeschaltet werden. Der Betrieb erfolgt so, daß jeden Tag eins der Becken entleert, gereinigt und während der folgenden Nacht wieder gefüllt wird.

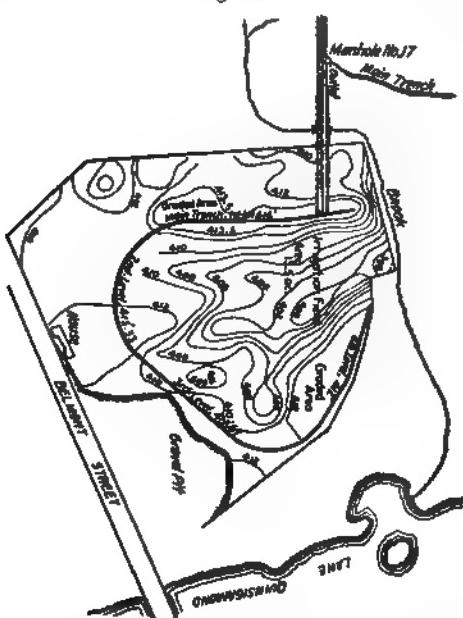
Die Filterfläche ist nur 0,81 ha groß, umdeicht und in 4 gleiche Teile zerlegt; jeden Tag soll ein Teil benutzt werden und dann 3 Tage ruhen; die Filterfläche ist drainiert. Die Anordnung, daß sich Beckenbehandlung und Filterung gegenseitig vertreten können, ist von dem Gesichtspunkt aus getroffen worden, um über winterliche Schwierigkeiten hinwegzuhelfen; bei der sehr geringen Größe der Filter darf man sich von derselben aber wohl keinen sicheren Erfolg versprechen.

Fig. 525



Die Filtrationsanlage zu Medfield (Massachusetts) dient insbesondere zur Reinigung der Abflüsse aus einer Strohwarenafabrik, welche durch den größten Teil des Jahres täglich etwa 85 cbm ausmachen und mit Farbstoffen stark beladen sind. Die Wasser passieren nacheinander zwei Gruben und sodann aufsteigend, zum Schutz gegen Eindringen von noch nicht aus gefallenen Verunreinigungen, ein Filter aus Hacksel. Nach dem Austritt aus dem Filter gesellen sich die nur geringen Hauswassermengen des Orts hinzu, und fließen die Wasser vereinigt einem Filtergelände mit sehr günstiger Struktur des Grundes und Grundwasser erst in 3 m Tiefe zu. Dasselbe ist 0,4 ha groß und durch Dämme in 4 gleiche quadratische Felder, die in etwa $\frac{1}{100}$ Gefüllte liegen, eingeteilt, von welchen jedes 2 Tage hintereinander beschickt wird, um alsdann 6 Tage Ruhe zu haben. 0,1 ha empfängt im Jahr etwa 5000 cbm, 1 ha also etwa 50000 cbm Wasser. Da die Temperatur der Abwasser von $16\text{--}26^\circ$ beträgt, so entstehen Schwierigkeiten für den Winterbetrieb nicht, obwohl die Temperatur bis -32 herabgeht.

Fig. 526.



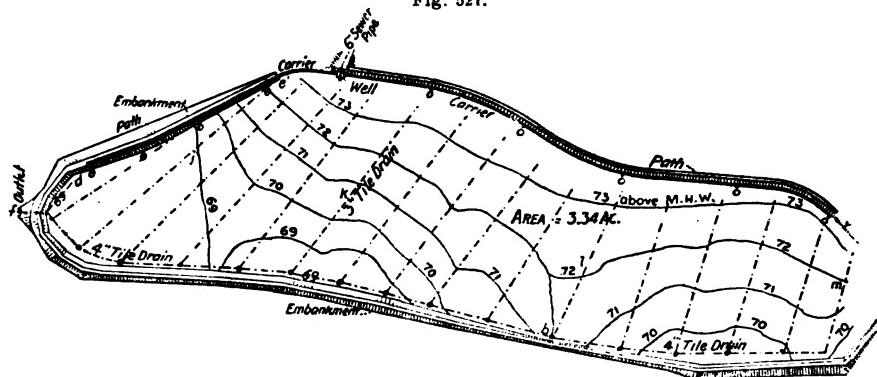
In Atlantic City, einem Seebadeort mit 15 000 ständigen Einwohnern, im Sommer vorübergehend mit etwa 100 000, werden die Abwasser auf ein erhöht angelegtes Sandfilter aufgeleitet, unter welchem sich eine freie Höhe von 0,9 m findet, die das durchpassierte Wasser zum Zweck der Belüftung durchfällt. Der Sand wird durch eine stärkere Schicht Heu unterstützt, der auf einem Rost liegt. Die auf solche Weise gereinigte (?) Wassermenge beträgt in den Wintermonaten täglich etwa 6500 cbm, in den Sommermonaten gegen 10000 cbm. Zwischen den Zahlen besteht ein Misverhältnis, das sich wohl daraus erklärt, daß in regnerischer Jahreszeit die undichten Kanäle Grundwasser aufnehmen, in trockener Jahreszeit umgekehrt von ihrem Inhalt abgeben. Uebrigens ist die Stadt nach Trennsystem kanalisiert; es wird aber einiges Dachwasser mit aufgenommen.

Die Abwasser der staatlichen Irrenanstalt zu Worcester werden durch Berieselung auf einem Gelände gereinigt, dessen Aptierung der Oberflächengestalt sehr eng angepaßt ist; die Anlage wird in der Quelle (Rafter und Baker a. a. O.) „als fröhlestes erfolgreiche Berieselungsanlage“ in den Vereinigten Staaten bezeichnet; sie datiert aus dem Jahre 1876. Die Abwasser von den 600 Bewohnern der Anstalt werden in einem überwölbten Behälter von etwa 60 cbm Inhalt zusammengeführt, bei dessen Durchfluß sie eine Mauer mit eingesetzten grob-

maschigen Messinggittern passieren. Alsdann fließen sie (durch ein eintauchendes Rohrende) mit freiem Gefälle dem etwa 900 m von der Anstalt entfernt liegenden Rieselfelde, Fig. 526, zu, welches 5,67 ha groß ist. Das Feld ist in 4 Höhenstufen ausgelegt, welche nur je 0,2–0,8 m Höhenunterschied haben. Die Höhenlagen der einzelnen unregelmäßig geformten Teile sind der Figur eingeschrieben. Die Aufleitung geschieht durch einen am Umfange des Feldes herumgeführten Graben mit stufenförmiger Sohle. Eine in der Nähe des Sammelbehälters stehende Windmühle wird dazu benutzt, zeitweilig aus demselben Wasser zu heben, um es zu den Rasenplätzen in der unmittelbaren Nähe der Anstalt zu fördern, die damit bewässert werden.

Für einige zusammenliegende Anstalten des Staates Rhode Island (Korrektionsanstalt, Irrenhaus u. s. w.) ist eine anders wie die vorige geartete Berieselungsanlage nach Fig. 527 geschaffen worden. Die Anstalten haben die Bewohnerzahl von etwa 850. Das Rieselfeld ist nur 1,45 ha groß, und der Boden in der oberen, 25 cm starken Schicht lehmiger Sand, darunter Sand und feiner Kies, der nach unten hin größer wird; in 1,8 m Tiefe findet sich Kies mit vorzüglicher Durchlässigkeit. Das Feld ist mit gleichmäßigem Gefälle apiert, an den niedrigen 3 Seiten umdeicht, um eventuell im Winter als (Einstau-) Becken benutzt werden zu können. An der oberen Seite erstreckt sich die aus Halbröhren mit einer entsprechenden Zahl von Auslässen

Fig. 527.



hergestellte Zuleitung, welche auf einem Damme liegt und das Wasser zunächst frei in einen Drahtkorb fallen lässt, in dem die größeren Verunreinigungen festgehalten werden sollen. Das Feld ist in 1,5–1,8 m Tiefe mit 12 m Abstand der Stränge — die etwa senkrecht zum Gefälle der Oberfläche gerichtet sind — drainiert; Drainsweite 7,5 cm und Gefälle $1/100$. Beim Anschluß an den Sammeldrain (10 cm weit) sind kleine Schächte angeordnet, die aber nur um ein geringes Stück hoch geführt und dann abgedeckt und überschüttet sind. Die Drains sind auf Schalbrettern verlegt, ihre Enden dicht zusammengefugt, die Stöße mit geteertem Papier umwickelt und alsdann die Leitungen $7\frac{1}{2}$ cm hoch mit feinem und darüber nochmals $7\frac{1}{2}$ cm hoch mit grobem Kies überschüttet. — Die Temperatur sinkt in dieser Oertlichkeit bis etwa auf -20° .

Wayne, eine kleine Stadt in Pennsylvania, nach Trennsystem entwässert und mit etwa 800 cbm täglichem Wasserauffluß, hat eine Rieselfeldanlage, welche mehrere Besonderheiten aufweist. Die Größe ist 4,45 ha; das Feld wird durch einen Bach in zwei Teile geschieden, von welchen demjenigen am rechten Bachufer die Abwasser frei zufließen, während dem linksseitigen hohen Ufer mit steilem Hange die Wasser durch ein Pumpwerk zugeführt werden müssen, das am Fuße des Hangs angelegt ist, Fig. 528. Der ganze rechtsufrige Abschnitt hat wegen Feuchtigkeit eng drainiert werden müssen; am rechten Ufer ist die Drainierung gering, und teilweise nur zum Abhalten von Grundwasser von dem Pumpensumpf bestimmt. Zum rechtsufrigen Felde gelangen die Abwasser, nachdem sie einen Brunnen passiert haben, in dem nahe über Sohle wagrecht ein Gitter liegt. Hinter dem Brunnen folgt, quer liegend, ein 20 cm starkes Grobfilter aus geschlagenen Steinen, und dann der Hang, der durch 3 Dämme aus Hochfenschlacke in 4 Abteilungen zerlegt ist, ohne jedoch daß zwischen je 2 Abteilungen ein Absatz gebildet wird. Die für den linksseitigen Hang bestimmten Abwasser gehen in einen Sammelbehälter von 340 cbm Inhalt, der sich in 6–12 Stunden füllt, aber von den Pumpen in 2 Stunden geleert werden kann, bei einer wirklichen Förderhöhe bis zu dem am höchsten Punkt angeordneten Brunnen von etwa 30 m. Bevor die Pumpen ihr Werk beginnen, werden dieselben $1-1\frac{1}{2}$ Stunden lang dazu benutzt, das Wasser in dem Sammelbehälter mit Luft anzureichern, indem sie, Fig. 529, Wasser aus dem Behälter ansaugen, aber durch ein drittes enges Rohr wieder in denselben zurückführen. Die

Aufleitung des Wassers auf das linksufrige Feld geschieht wie am anderen Ufer nach Passierung eines Grobfilters aus geschlagenen Steinen, und unter Anhalten durch Dämme aus Hochofenschlacke. Die Zerlegung der Felder durch Dämme (bezw. einen Weg) in 5 Teile ermöglicht es, jeden Teil 1 Tag zu beschicken und dann 4 Ruhetage folgen zu lassen. Auf den Feldern wird Gras gebaut, wovon 5 Ernten gemacht werden. — Die Felder werden jedenfalls überlastet.

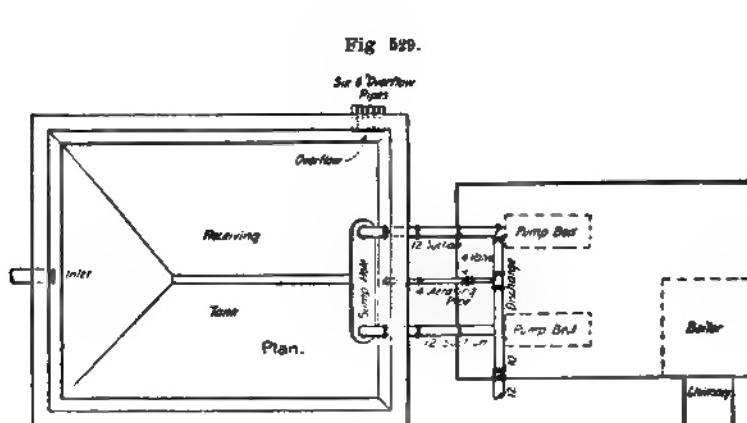
Fig. 528.



410
400
390
380
370
360
350
340
330
320

310

Fig. 529.



Bei Hastings (Nebraska), einer Stadt mit 15 000 Einwohner, kommt der Fall vor, daß das auf das Rieselland gebrachte Wasser in den Grund versenkt wird und sichtbar nicht wieder zu Tage tritt. Die Gegend ist hügelig und die offenen Wasserzüge der Thäler liegen im Sommer trocken; Grundwasser findet sich erst in etwa 30 m Tiefe. Die Felder umfassen nur 30 ha, waren anfänglich nicht drainiert, können aber, bei den zu großen Wassermengen, welche aufgebracht werden, Drainage nicht für immer entbehren. Vor der Aufleitung werden die gröberen Stoffe in einem Brunnen ausgeschieden; die Aufleitung geschieht mittelst gemauerter Rinnen.

Eine Berieselung auf nicht aptiertem Gelände mit Zuleitung der Abwasser unter Druckauslaß aus Hydranten und Aufleitung mittelst beweglicher Holzrinnen besteht beim Zellengefängnis zu Concord (Massachusetts). Es werden Gartenflächen, Wiesen und Pflugland nach Bedürfnis bewässert. Die Kanäle führen ausschließlich Hauswasser zu, welche vor dem Eintritt in den Pumpensumpf sorgfältig von Schwimm- und Schwebestoffen befreit werden.

Aehnliche Einrichtungen wie diese kommen in den Küstenstaaten am Stillen Ocean mehrfach vor, wo infolge der Wasserarmut dadurch der Wert des Landes bis auf das Sechsfache erhöht wird: von 1000 M. auf 6000 M. pro Hektar.

Untergrundberieselung ist ein Mittelding zwischen Berieselung und Filtration. Die Zuführung von Luftsauerstoff bedingt, daß die im Grunde befindlichen Leitungen für den Eintritt von Luft offen sind, die Möglichkeit, daß von den Pflanzen Nährstoffe und Feuchtigkeit aus den Schmutzwassern aufgenommen werden, daß die Leitungen innerhalb des Bereichs der Pflanzenwurzeln bleiben. In dieser obersten Zone ist auch das Gedeihen der Nitrobakterien, wovon der dauernde Erfolg der Anlage abhängt, am lebhaftesten. Der Boden, in dem die Leitungen liegen, soll unbeschattet und muß für Wasser und Luft gut durchlässig sein. Die Schmutzwasser sind, damit die Leitungen nicht verstopft werden, vor Eintritt in dieselben von Schweb- und Sinkstoffen möglichst vollkommen zu befreien; aus demselben Grunde, und dem anderen: daß auch die entferntesten Enden vom Wasser erreicht werden, darf letzteres nicht immerwährend — und langsam — zufließend, sondern es muß größerer, zum Füllen der Leitungen ausreichender Zufluß während kurzer Zeit erfolgen, und letzterer dann während entsprechend langer Zeit ruhen. Bei Zuführung des Wassers in kleinen Anlagen, wie ebenso bei zu schwachem Gefälle der Leitungen bleiben die unteren Enden der Leitungen ungefüllt, während sie bei zu großem Gefälle überfüllt werden und die oberen Enden leer stehen; die Gefälle sind daher mit sehr großer Genauigkeit zu bestimmen und die Leitungen so sicher zu verlegen, daß die passenden Gefälle dauernd erhalten bleiben.

Die vorstehenden Bedingungen lassen als besondere Schwierigkeiten, welche der erfolgreichen Untergrundberieselung entgegenstehen, erkennen: Frostgefahr; ungeeignete Bodenbeschaffenheit, eventuell Notwendigkeit das betreffende Gelände mit geeignetem Boden aufzufüllen; Nichtübereinstimmung der Oberflächengestalt des Geländes mit dem passenden Gefälle der Leitungen; unsichere Lage letzterer, endlich Erfordernis von Vorrichtungen zum stofweisen Auslaß der Schmutzwasser. Zu alledem kommt, daß über die Aufnahmefähigkeit des Grundes — namentlich die dauernde — nur ungenügende Sicherheit besteht. Es ersieht sich, daß diese Schwierigkeiten, wenn es sich um die Reinigung der Abwasser ganzer Ortschaften handelt, kaum überwindbar sind, ausgenommen unter besonders günstigen Verhältnissen, daß daher das Anwendungsgebiet der Untergrundberieselung auf die Behandlung der Abwasser von einzelnen Fabriken, Instituten und ländlichen Wohnhäusern beschränkt ist, namentlich aber für letztere oft empfehlenswert sein, und zur Vermeidung der — immer bedenklichen — Anlage nasser Gruben beitragen kann. Unerlässliche Voraussetzungen sind aber das Bestehen einer ergiebigen Wasserversorgung und die Fernhaltung von starken Wechseln im Zufluß, wie sie bei Mitaufnahme von Regenwasser entstehen. Letzteres ist entweder auszuschließen, oder, um den Abfluß zu regeln, vorläufig in Behältern zu sammeln, aus welchen es in verlangsamter Weise der Sammelgrube für die Abwasser zugeleitet wird. Unter sonst geeigneten Umständen kann man das Regenwasser auch in den tiefen Grund versenken, indem man Gruben oder Gräben aushebt, in welche gröbere Steine gepackt sind, die dann mit dem Aushub wieder überschüttet werden.

Bei der flachen Lage der Drains können, wo das Grundwasser flach liegt oder der Boden wenig durchlässig ist, leicht Ueberlastungen desselben und Versagen der

Anlage eintreten; es muß daher immer ein gewisses Plus an Länge der Drainsleitungen vorhanden sein.

Bei der Knabenschule zu Lawrenceville (New Jersey) war für eine anfänglich nur 28 cbm täglich betragende Wassermenge eine Untergrundberieselung in einem Gelände von 0,7 ha Größe mit 6100 m Drains von 50 mm Weite und 1,5 m Abstand der Stränge angelegt worden; man glaubte, daß dieselbe für etwa 50 cbm Abwasser pro Tag ausreichen würde. Die Vorreinigung der Wasser war gut geordnet; dieselben gingen in einen großen Absitzbehälter mit Leitdämmen, in welchen sie einen Weg von 54 m zurückzulegen hatten, und flossen dann über einen Wehrücken in einen Pumpensumpf, aus dem sie etwa jeden 4. Tag mittelst eines Pulsometers in die Drainsleitungen gefördert wurden. Letztere waren sehr sorgfältig mit dem

Fig. 580.

Gefälle von 1 : 189 bis 1 : 100 verlegt; beispielsweise sei hierzu angeführt, daß die Drains an die Zuleitungen in Schlenkhöhe angeschlossen und die Stöße mit Halbmuffen gedeckt waren; die Tiefenlage war 20 cm unter Geländeoberfläche. In 0,6—1,2 m Tiefe war zur Sammlung und Abfuhrung der Wasser ein zweites Drainagesystem mit gleichfalls 1,5 m Abstand der Stränge gelegt.

Fig. 581.

Die Anlage hat 8 Jahre, innerhalb welcher sich die anfänglich in dieselbe aufgenommene Wassermenge verdreifachte, bestanden, war dann aber „überarbeitet“ und mußte vorläufig außer Dienst gestellt werden. Es hatte sich herausgestellt, daß die Gefälle der Drains zu stark gewählt waren. Wie man an den Unterschieden im Pflanzenwuchs erkannte, wurden die unteren Enden der Drains überfüllt; man half diesem Uebelstande dadurch ab, daß man die Leitungen in halber Länge unterbrach und für die untere Hälfte eine zweite Zuleitung einfügte.—

Untergrundberieselung ist auch für die Abwasser der (Staats-?) Schule von Massachusetts für schwachfaulige Kinder eingerichtet worden; die Tagesmenge von 60 cbm wird in einem

unterirdischen Absitzbecken gesammelt, und von hier mittelst Heber in einen Verteilungsschacht befördert, aus dem der Abfluß in an der Unterseite offene Leitungen erfolgt, die so hoch gelegt worden sind, daß die Landbearbeitung durch den Pflug nicht gestört wird. Das Land hat oben eine lehmige Schicht von 0,45 m Dicke, darunter 1,8 m hoch Kiesboden, unter welchem Fels folgt.

Eine bestimmte Form hat die Untergrundberieselung durch Geo. E. Waring in Newport erfahren*); dieselbe wird unter Beigabe einiger Abbildungen nachstehend beschrieben.

Die Abwasser fließen in einer unbedeckten Grube, Fig. 580, zusammen, welche zwei- oder dreiteilig sein kann. Die Vorgrube B ist zur wirksameren Abscheidung der Sinkstoffe in zwei Hälften gesondert. Die vorgereinigten Wasser sammeln sich in der letzten größeren Ab-

*) The Americ. Archit. and Building News. March 12, 1892.

teilung *D*, aus welcher sie mittelst eines Hebers (nach dem System Rhoades-Williams), der in Fig. 531 besonders dargestellt ist, zu den Drainsleitungen gefördert werden. Der Heber wird dadurch in Wirksamkeit gesetzt, daß die zwischen den beiden Wassersäulen eingeschlossene Luft beim Steigen des Wassers in der Grube unter Pressung gerät, und die Pressung schließlich groß genug wird, um den kleinen Nebenwasserschluß *a a* zu brechen. Sobald dies geschieht, wird die Pressung in der eingeschlossenen Luftsäule gestört, und der Heber beginnt sein Spiel. Nach dem Aufhören wird dem Heber aufs neue Luft durch die Rohrleitung *b b* zugeführt. Der Anschluß desselben an die Grube ist konisch gestaltet, um den Auslauf des Wassers zu begünstigen. Die Drains sollen 50 mm weit sein, und, um das bestimmte Gefälle zu bewahren, auch den Austritt frei zu erhalten, in Halbrinnen verlegt werden. Die etwa 6 mm weiten Stöfe bleiben offen, werden aber mit Halbmuffen, Fig. 532, bedeckt. Der Drainseichele soll 25 cm unter Geländeoberfläche liegen. In lehmig-sandigem Boden sollen für 1 cbm Inhalt der Sammelgrube etwa 80 m Drainsleitungen der angegebenen Weite genügen, bei weniger durchlässigem Boden ist hierüber hinauszu-gehen. Der Fassungsraum der Drains (Querschnitt \times Länge) muß etwa dem Grubeninhalt gleich sein. Der Abstand der Leitungen braucht nicht mehr als 1 m zu betragen, gewöhnlich wird dieselbe aber größer: bis etwa zum Doppelten genommen. Die Zuleitung zu den Drains darf wenigstens in der Nähe der Drainsanschlüsse kein größeres Gefälle als etwa 1 : 300 erhalten. Das Drainagefälle wird passend zu etwa 1 : 600 angenommen. Der Anschluß der Drains an die Zuleitung muß in Sohlenhöhe der letzteren liegen. Ob man eine längere, oder mehrere kürzere Drainaleitungen ausführt, ist ohne Belang, wenn nur die Anschlußstellen an die Zuleitung in nicht zu großem Abstand von einander liegen. Die Fig. 533 kann als Beispiel für die Verteilung von Drainsleitungen an einem Hang insoweit gelten, als die voraussetzt, daß die punktierten Linien nicht wagrechte sind, sondern mit dem Gefälle der Drainsleitungen nahezu übereinstimmen.

Für Fälle, daß die zufließenden Wasser nicht mit Sicherheit gut vorgereinigt werden können, ist für die nur 50 mm weiten Drains Verstopfungsgefahr vorhanden. Waring will denselben durch Benutzung von 100—150 mm weiten Drains, die noch flacher als oben angegeben ist, und mit offenen Stößen verlegt werden sollen, begegnen. Außerdem soll Wechselbetrieb dadurch eingeführt werden, daß man die Länge der Leitungen so weit vergrößert, daß dieselben



Fig. 532.

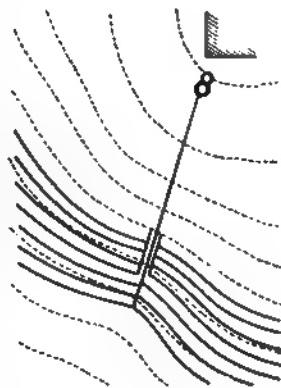


Fig. 533

Fig. 534

das Zwei- bis Dreifache der auf ein Mal zufließenden Abwassermenge aufzunehmen im stande sind. Daß die größere Weite der Drains einen günstigen Einfluß äußert, ist vielleicht zweifelhaft.

Ein viel besserer Erfolg läßt sich von dem andern Vorschlage Warings erwarten, wonach unter ungünstigen Verhältnissen hufeisenförmige Drains ohne Sohle, die in Packungen aus größerem Kies und Steinen zu betten sind, benutzt werden mögen. Die Fig. 534, 535 und 536 zeigen diese Ausführungsweise bezw. für flaches, wenig und stark geneigtes Gelände, die Fig. 534 und 536 für den Fall, daß der unterliegende Grund wenig oder gar kein Wasser aufnimmt. In flachen Geländen handelt es sich nach Fig. 534 um eine Art Rückenbau; es müssen aber die Mulden, die zwischen den Rücken entstehen, in einer etwas größeren Höhe als die Sohle der Drains liegen. Die anderen beiden Figuren sind ohne Erklärung verständlich.

In Amerika stellen sich die Anlagekosten für ein Einfamilienhaus auf 800—900 M.; in Deutschland dürften bei der geringeren Höhe der Arbeitslöhne etwa 700—800 M. zu rechnen sein.

Long Branch (Staat New Jersey), ein Badeort, der nur 7000 ständige Einwohner, Summers aber bis zu 80 000 Bewohner zählt, hat Trennsystem, in das einiges Dachwasser mit aufgenommen wird. Die Abwasser werden in einer innerhalb des bebauten Stadtteils angelegten Anstalt auf chemisch-mechanische Weise durch Zusatz von Kalk und Alum gereinigt; der Zusatz erfolgt am Eintritt in die Anstalt. Die Wasser gehen danach in einen offenen, im Gebäude liegenden Behälter, Fig. 587 und 588, worin sie zunächst ein Sieb, alsdann ein paar Überfälle und schließlich ein paar senkrecht stehende Kokksfilter (in Drahtkörben) passieren. Die Filter werden jährlich einmal erneuert; sie scheinen aber nicht lange befriedigend zu arbeiten und verbrauchen eine beträchtliche Druckhöhe; deshalb können die geklärten Wasser nicht frei abfließen, sondern müssen (durch eine Schleuderpumpe) gehoben werden, und gehen ins Meer. Der Schlamm wird abgesaugt, gepresst und unentgegnetlich abgegeben. Bei zu starkem Zufluß, namentlich bei heftigem Winterregen, werden die Wasser mittelst einer Umleitung, ohne Reinigung ins Meer geleitet.

Fig. 588.



In White Plains sind je zwei Becken hintereinander angelegt, hier aber zum Wechselbetriebe bestimmt. In dem ersten Becken bewegen sich die Wasser zwischen Leitmauern, und in dem ersten Teile des langen Weges ist die Sohle (zum Ausscheiden der Sinkstoffe) beträchtlich tiefer als in dem folgenden Teile gelegt. Gleich hinter dem Einlauf wird Kalk und Eisenchlorid zugesetzt; die Chlorbereitung erfolgt in der Anstalt selbst. Die Zuführung der Chemikalien geschieht mittelst senkrecht gestellter Rohre mit durchlochter Wand und ist durch einen

Schwimmerapparat selbstdärtig geregelt; da derselbe aber erst bei einer bestimmten Höhenlage des Wasserspiegels im Becken wirksam wird, bleibt die Möglichkeit, daß auch Abwasser, die keinen Chemikalienzusatz erhalten haben, die Kläranstalt passieren. In dem zweiten überwölbten Becken vollzieht sich der Rest der Ausfällung.

In Providence, einer Stadt, die täglich bis 50 000 cbm Abwasser (darunter etwa 25% Fabrikwasser) zu reinigen hatte, welche beiden Anteile in Zukunft sich erheblich vermehren werden, hat man, nachdem zunächst Filtration und Berieselung in Betracht gezogen waren, sich schließlich für chemisch-mechanische Reinigung entschieden, mit Auslaß der gereinigten Wasser ins Meer. Gegen die Berieselung kamen vornehmlich Mangel an brauchbarem Land und die Schwierigkeit, eine geeignete Persönlichkeit für die Bewirtschaftung der Felder zu gewinnen (vergl. im § 468), in Betracht, zu gunsten der chemisch-mechanischen Reinigung die Einfachheit des Betriebes, welcher einzig der Umstand entgegenstände, daß die Reinigung sich den allerdings großen Wechseln in der Beschaffenheit der Abwasser nach der Jahreszeit anzupassen hätte. Hierzu ist ergänzend zu bemerken, daß Providence Schwemmkanalisation hat, in welche aus den niedrig liegenden Stadtteilen als größte minutliche Regenhöhe 0,82 mm aufzunehmen sind; es bestehen aber Regenüberfälle.

Der Stadt Worcester (Massachusetts) mit nahezu 100 000 Einwohnern und einem täglichen Wasserverbrauch von 210 l hat die Lösung der Abwasserreinigungsaufgabe besondere Schwierigkeiten gemacht; teils wegen der klimatischen Verhältnisse (vergl. die Angaben auf S. 747), teils weil die Abwasser wegen Zumischung großer Mengen von Fabrikwässern schwer reinigbar sind. Sie reagieren stark sauer, enthalten ungewöhnlich große Mengen organischer Stoffe und auch bedeutende Mengen löslicher Sulfate, die von den organischen Stoffen der Abwasser zu Sulfiten reduziert werden; durch Einwirkung der anwesenden Kohlensäure wird aus letzteren Schwefelwasserstoff frei. Es sind ferner in den Abwassern hohe Anteile von Eisensalzen enthalten, die zwar zum Ausfällen von Schwebestoffen günstig wirken, aber die Wasser zur Reinigung durch Riesel oder Filtration — mit Zwischenanbau von Früchten — ungeeignet machen.

Fig. 537 u. 538.

Nach einem Vorschlage aus dem Anfang der 70er Jahre sollten die Abwasser zunächst von den größeren Schwebestoffen befreit, dann mit Chemikalien versetzt, und nun auf einem kurzen offenen Laufe aber mit starkem Gefälle mit Luftsauerstoff angereichert werden. Man wollte sie dann auf einem ferner 16 km langen Laufe in einem Bett, dessen Ufer mit üppigem Gestrauch, Bäumen und Pflanzen besetzt waren, sich langsam weiter bewegen lassen, um namentlich alle Schwebestoffe abzugeben, und endlich sollten die Wasser auf einem großen mit Bäumen und Sträuchern besetzten sumpfigen Gelände den letzten Teil der Reinigung durchmachen. Um den im vorletzten Stadium abgesetzten Schlamm leicht entfernen zu können, war das Bett für diesen Lauf doppelt und Wechselbetrieb mit einwöchentlicher Dauer jeder Phase gedacht. Der je ein-tägigen Aufleitung auf das Sumpfgelände sollte eine je zweitägige Ruhe des benutzten Geländeteils folgen. Dieser Vorschlag blieb unausgeführt. Der folgende, nach welchem Filtration mit Zwischenfruchtanbau oder Berieselung angelegt werden sollte, fiel nach eingehenden Feststellungen über die von den Wintertemperaturen zu erwartenden Schwierigkeiten. Alsdann zog man chemisch-mechanische Reinigung in Betracht, und entschied sich nach eingehenden Versuchen für Benutzung von Kalk, der zunächst die saure Reaktion des Wassers in alkalische umwandeln sollte; die dazu erforderliche Menge wurde zu 108 mg bestimmt. Diese Menge würde zugleich genügen, vermöge der Bildung von Calciumsulfat einen Teil sowohl der gelösten als ungelösten Schmutzstoffe auszufällen; es würde auch ein Teil der im Wasser vorhandenen Eisensalze ausgefällt werden und dabei Schwebestoffe mit zu Boden reissen. Vielleicht würde es zweckmäßig sein, die vorhandene Menge von Eisensalzen durch weitere Zusätze zu vermehren, wie auch die Kalkdosis zu erhöhen. Wenn aber der mit diesen Mitteln erzielte Reinigungserfolg nicht genügen sollte, könnte man Nachfiltration — auf kleiner Fläche — oder auch Berieselung folgen lassen.

Die nach diesen Vorschlägen ausgeführte Reinigungsanlage ist in Fig. 538 mitgeteilt. Dem Wasser werden in einer Vorkammer durch Siebe alle größeren Verunreinigungen entzogen und alsdann die Chemikalien zugesetzt; sie passieren darauf einen Mischgang, um sodann nacheinander eine Anzahl von Becken zu durchfließen, die durch Einsetzen von Verschlüssen jedes für sich aus der Reihe ausgeschaltet werden können. (In der Figur ist das zweite Becken als ausgeschaltet dargestellt.) Um die Vermischung mit den Chemikalien zu verbessern, machen die Wasser beim Eintritt in das erste Becken einen Abeturz von 0,3 m Höhe. Die Dauer, welche der Lauf des Wassers durch alle 6 Becken erfordert, ist 6 Stunden. Ohne Berücksichtigung längerer Wegeskürmungen entspricht dies einer Geschwindigkeit von etwa 0,5 m. Bei 2,1 m Tiefe hat jedes Becken den Inhalt von 1080 cbm, wobei schon $\frac{1}{4}$ der Höhe = 0,35 m für Schlammbilagerung in Abzug gebracht ist. Die Beckensohlen haben 1:80 Neigung zu einer Stelle hin, an welcher der Schlamm in einen tiefer liegenden Kanal abgelassen werden kann, aus dem dasselbe durch eine Pumpe gehoben wird, um in entfernt liegende Schlammbecken gedrückt zu werden, in welchen er eine gewisse Wassermenge abgiebt. Gelegentlich schüttet man eine Lage Kies auf; der Schlamm ist nach Versuchen aber auch verbrennungsfähig. Der Hauptteil der Schlammbilagerung vollzieht sich in den Becken 1 und 2. Dasselben muß der Schlamm im Sommer nach je 86 Stunden, im Winter nach je 8 Tagen entnommen werden. Becken 3 erfordert

Reinigung nach 2—3, bzw. 7—8 Tagen. Die Becken 4, 5 und 6 sind im Sommer wöchentlich, im Winter nur alle 3 Wochen zu reinigen. Bei den Reinigungen in der Sommerzeit beträgt die Höhe der Schlammschicht in Becken 1 und 2 etwa 0,25 m, in 3 etwa 0,2 m und in 4, 5 und 6 nur 0,15 m. Der Wasseranteil des Schlammes erreicht 95 %. In der ersten Zeit nach der Inbetriebnahme der Anstalt reinigte man in derselben täglich 11350 cbm Wasser, späterhin oft bis zum Doppelten. Da sich hierbei jedoch die Reinigung als ungenügend erwies, ist im Jahre 1892 die Anstalt um 10 Becken von gleicher Größe u. s. w. wie die älteren erweitert worden.

Im Jahre 1891 wurden in der Anstalt 5298 000 cbm Abwasser gereinigt. Dabei erfolgten 83 430 cbm Schlamm, auf 1 cbm 15,7 l mit 90—95% Wasser, oder 0,785—1,57 l, oder i. M. 1,2 l Trockenmasse.

Besondere Aufmerksamkeit erfordert die passende Bestimmung der Chemikalienmenge, weil Thätigkeit oder Ruhe der Fabrikbetriebe sehr großen Einfluß auf die Zusammensetzung der Abwasser äußern. So z. B. sind dieselben an Sonntagen und Montagen ziemlich eisenfrei; es wird dann schwefelsaure Thonerde zugesetzt. Der Kalkzusatz wechselt je nach der Menge des Eisengehalts zwischen den Grenzen 15,5 und 3100 mg, der Zusatz der schwefelsauren Thonerde desgleichen zwischen 15,5 und 625 mg. Die Art der Reaktion der Ab-

wasser wird mittelst Zusatz von einigen Tropfen Phenolphthalein geprüft; bewahrt die Probe ihre Färbung, so ist saure Reaktion vorhanden; tritt Rottfärbung ein, so genügt der Alkalinitätsgrad.

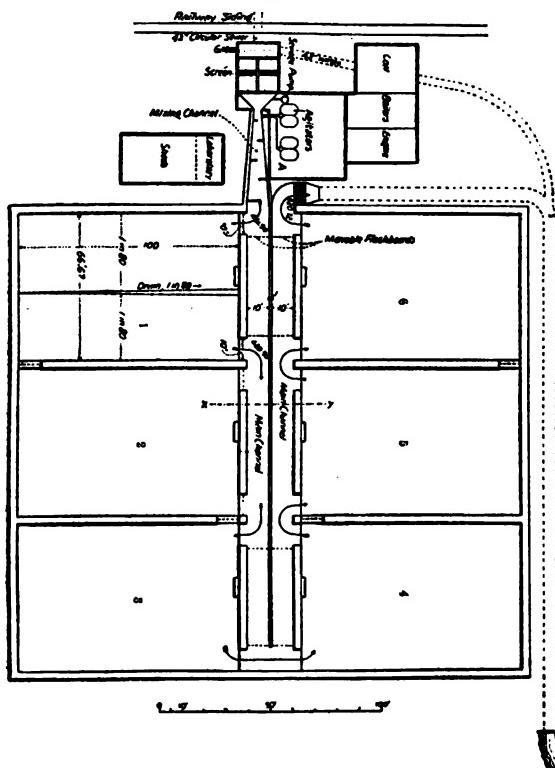
Der durchschnittliche Verbrauch an Chemikalien stellte sich im Jahre 1892 (s. oben) auf 118,5 mg Kalk und 10,1 mg schwefelsaure Thonerde.

Die Betriebskosten — eingerechnet Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals — betragen pro Kopf und Jahr 2 Mark.

Reinigung in mehreren aufeinander folgenden Becken wird auch in dem Badeorte Round Lake ausgeführt; es wird aber nur im Sommer Kalk zugesetzt und im Winter bloß mechanisch geklärt.

Bei der Reinigung der Abwasser aus dem gewerbreichen Mystic-Valley handelt es sich insbesondere um Abwasser von Gerbereien, mit starker Verunreinigung und großen Wechseln der Zusammensetzung nach der Tageszeit. Während die Wasser morgens 1750 mg Trockenrückstand führen, weisen sie nachmittags 8425 mg auf. Reaktion schwach sauer, zuweilen leicht alkalisch. Versuche mit mechanischer Ausfällung lieferten bei 1,9 mm Wassergeschwindigkeit 250 g/cbm, bei 2,9 mm 3,59 g, während bei 3,6 mm gar kein Niederschlag mehr erfolgte. Wahrscheinlich war aber an dem ungünstigen Ausfall der Versuche die geringe Wegslänge des Wassers schuld. Versuche zur Feststellung der geeigneten Zusätze ergaben als passendstes Mittel schwefelsaure Thonerde (mit 0,005% freier Schwefelsäure, 18% Thonerde und 40% Thonerdesulfat), die in der Menge von 790 g bis herab zu 130 g auf 1 cbm Abwasser zuzusetzen sein würden. — Die Zutreibung erfolgt in dem am Anfang der Anlage liegenden Pumpensumpf, aus welchem die Wasser in Becken gefördert werden; in diesen verbleiben sie 3 Stunden lang ruhend. Der Schlamm wird in einen anderen Pumpensumpf abgelassen, aus welchem er durch eine Druckpumpe zu entlegenen Becken gedrückt wird, um zu entwässern. Die Schlammmenge beträgt im Jahresschnitt $\frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{240}$ der Abwassermenge. Der Zusatz an schwefelsaurer Thonerde wurde von anfänglich 490 mg später auf 330 mg ermäßigt. Die Reinigung, einschließlich der Kosten, die das Pumpen verursacht, betragen, abgesehen von Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals, nicht weniger als 15 Pfg. für 1 cbm Wasser.

Fig. 539.



Für den kleinen Ort Brewsters in der Nähe von New York hat die Woolf Electric Desinfecting Co. of New York City eine elektrische Reinigungsanstalt hergerichtet. Den Abwassern werden 2% Chlornatrium zugesetzt; sie gehen in eine Rinne, in der sie der Wirkung eines Stroms von 5 Volts und 700 Ampère ausgesetzt werden. Die positiven Elektroden bestehen aus Kupfer mit Platinabelag, die negativen aus Kohle. Zum Betriebe dient eine Dampfmaschine von 15 Pferdekräften. Das abgelassene Wasser geht in einen Sammler, worin es so weit verdünnt wird, daß der Chlornatriumgehalt nur noch 0,02% der Mischung beträgt; der Sammler läßt das Wasser in Gräben auf Wiesenland austreten. Augenscheinlich handelt es sich hierbei um eine bloße Versuchsanlage; die Betriebskosten werden nicht angegeben.

4. Kapitel.

Abwasser-Reinigung in Deutschland.

a) Einleitung ungereinigter Abwasser in offene Gewässer.

§ 483. Wenn beachtet wird, daß die Selbstreinigung eines offenen Gewässers großenteils nur in einer weit getriebenen Verdünnung der verunreinigenden Stoffe besteht, eine Thatsache, die es nicht ausschließt, daß beträchtliche, durch chemische und biologische Vorgänge bewirkte Umbildungen nebenher laufen und die Keimzahl sich vermindert, und wenn weiter beachtet wird, daß manche fließenden Gewässer nach der Jahreszeit sehr große Wechsel ihres Reinheitszustandes erleiden (Hoch-, Niedrig- und Mittelwasser), so ist klar, daß zuweilen Gewässer durch Einleitung ungereinigter oder wenig gereinigter Abwasser nicht über ein erträgliches Maß verunreinigt werden, bezw. daß es Zeiten geben kann, in welchen die dadurch entstehende Verunreinigung nicht über diejenige hinausgeht, die sich im Wechsel der Jahreszeiten von selbst ergibt, also unabwendbar ist.

Absehend von allen Besonderheiten des Falles — worüber namentlich § 469 zu vergleichen ist — kann man daher sagen, daß es eine an sich berechtigte Forderung ist, daß die Nutzung offener Gewässer zur Einleitung städtischer Abwasser so weit gestattet wird, daß die dadurch entstehende Gesamtverunreinigung nicht über das höchste Maß der Verunreinigung, die das betreffende Gewässer bei einem bestimmten Wasserstande erleidet, hinausgeht. Erfahrungsmäßig fällt nun bei fließenden Gewässern die größte Menge der Schwebestoffe mit den Hochständen, dagegen die größte Menge der gelösten Stoffe mit den Niedrigständen zusammen, und es sollten daher die bei diesen besonderen Wasserständen stattfindenden Verunreinigungen für die Entscheidung des: ob oder nicht? maßgebend sein. Unter besonderen Umständen, z. B. bei Verunreinigungen, die von Fabrikwassern herrühren, mag die Entscheidung auch aus dem Zustande hergenommen werden, der zu einer anderen Zeit besteht. Verfasser glaubt, daß abgesehen von Fällen, in welchen sich die Entscheidung aus den örtlichen Verhältnissen ohne weiteres ergiebt, eine Entscheidung auf der angegebenen, verhältnismäßig leicht beschaffbaren Grundlage sich mit mehr Sicherheit treffen lässt, als z. B. nach mathematischen Formeln, oder auf Grund einiger chemischen Untersuchungen, die erst aus Anlaß des besonderen Falles ausgeführt wurden, oder auch auf Grund von bekannten Zahlen über die typische Beschaffenheit von Flußwassern, oder nach sogenannten Grenzzahlen, wie sie z. B. in England festgesetzt sind, oder endlich nach Regeln etwa des Inhalts: daß die Menge des Flußwassers mindestens das n-fache der Abwassermenge (wo n eine Zahl ≥ 15 ist) betragen müsse. Ein (von Oesten

gemachter) Vorschlag, der dahin geht, den Einlaß von Abwasser in offene Gewässer von dem Nachweise abhängig zu machen, daß in dem einzulassenden Wasser Edelfische gedeihen, ist leider in der Ausführung zu umständlich, als daß er öfter gebrauchsfähig wäre. Wo dies ohne grosse Schwierigkeiten möglich ist, empfiehlt sich die Ausführung jedenfalls. Sicherheit gegen groben Mißbrauch eines offenen Gewässers kann übrigens schon dadurch geschaffen werden, daß man für das unterste Stück der Zuleitung die größte Geschwindigkeit der Wasserbewegung so festsetzt, daß bei derselben jedenfalls gröbere Schweb- und Sinkstoffe abgelagert werden; dies wird bei etwa 5—10 cm der Fall sein; zu vermehrter Sicherheit könnte auch der Einbau von Gittern oder eines wirksamen Sandfanges verlangt werden. Von derartigen Vorschriften müssen jedoch Regenauslässe gewöhnlich ausgenommen werden.

Ein Umstand besteht, der die Entscheidung erschwert: die Wasserführung eines offenen Gewässers ist eine gegebene, nur mit vorübergehenden — aber bekannten Veränderungen behaftete Größe, dagegen die Abwassermenge einer Stadt nur für den Augenblick bekannt, und gewöhnlich mit der Zukunft wachsend. Und es mögen dem Wechsel der Mengen durch industrielle Entwickelungen mit der Zeit auch noch Wechsel in der Beschaffenheit der Abwasser hinzutreten. — Was heute unbedenklich ist, kann dadurch im Laufe von 10 Jahren unerträglich geworden sein. Es sind demzufolge in Preußen, abgesehen von Einzelverfügungen, einige allgemeine Ministerialverfügungen ergangen, unter welchen insbesondere drei von Wichtigkeit sind: Runderlass vom 1. September 1877, vom 8. September 1888 und vom 30. März 1898, welche bestimmen: daß die Genehmigung der Provinzialbehörden zu neuen Kanalisationen nicht ohne vorherige Entscheidung der vier beteiligten Ressortminister: des Innern, der öffentlichen Arbeiten, der Landwirtschaft, der geistlichen Unterrichts- und Medizinal-Angelegenheiten erteilt werden darf, und auch die wesentlichsten Grundsätze anführen, nach welchen die Entscheidung getroffen werden soll, dazu gewisse Punkte erwähnen, die bei der Vorlage der Projekte in den Berichten beurteilt werden müssen. Nach den auf Grund dieser Normen bisher ergangenen Entscheidungen nimmt die Ministerialinstanz eine grundsätzliche Stellung zu Gunsten eines bestimmten Systems nicht ein, sondern es wird von Fall zu Fall nach den örtlichen Verhältnissen und den jeweilig feststehenden wissenschaftlichen und praktischen Erfahrungen, zumeist nach eingeholter gutachtlicher Aeußerung der „wissenschaftlichen Deputation für das Medizinalwesen“, entschieden. Es wird auch kein bestimmtes Reinigungsverfahren der Abwasser vorgeschrieben, vielmehr es den Beteiligten selbst überlassen, wie sie den geforderten geringsten Reinheitsgrad des Abflusses erzielen wollen. Letzterer ist wiederholt dahin festgelegt worden:

„dass die gereinigten Abwässer von allen, mit bloßen Sinnesorganen wahrnehmbaren Verunreinigungen, von Fäkal- oder Fäulnisgeruch frei sein, in 1 ccm nicht mehr als 300 entwickelungsfähige Keime enthalten, und in unzersetztem Zu-stande mindestens 10 Tage hindurch haltbar sein sollen. Außerdem wird die jederzeitige Kontrolle der Leistungen der Reinigungsanstalt ausbedungen, und zumeist die Einleitung der abfließenden Wasser in die Vorflut unterhalb der Orte, und in den Stromstrich verlangt.“

Im Vorstehenden ist noch nicht die Möglichkeit der Ausbreitung von ansteckenden Krankheiten durch offene Gewässer, welche Abwasser aufzunehmen haben, berücksichtigt worden. Theoretisch aufgefaßt, mag das Bild dieser Gefahr sich groß ausnehmen: vom Standpunkt der Erfahrung betrachtet, schrumpft es gewöhnlich wohl so weit zusammen, daß bei der Anstellung von Vergleichen zwischen einer Infektionsgefahr und den allgemeinen Verbesserungen der gesundheitlichen

Zustände, die eine Stadt dadurch erfährt, daß sie die Möglichkeit erhält, mit geordneten Einrichtungen zur Behandlung und Abführung ihrer Abwasser vorzugehen, jene nur noch wenig in Betracht kommt. Dem entspricht es, daß seitens der Gesundheitsbehörden in Preußen in der neueren Zeit auf den Nachweis der Keimfreiheit der in offene Gewässer einzulassende Abwasser verzichtet, und nur gefordert wird:

„daß die Desinfektion gereinigter Wasser ohne Rücksicht auf die Keimzahl dann als ausreichend gilt, wenn durch die mikroskopische Musterung der Platten nach einem 48stündigen Kulturverfahren bei einer Temperatur von 20—22° auf Jodkalium-Kartoffel-Gelatine nachgewiesen wird, dass die (widerstandsfähigen) koliartigen Bakterien vernichtet sind. Es wird aber empfohlen, bei der Beurteilung der Zulässigkeit des Einlasses in offene Gewässer nicht nur die kleinsten, nur mit dem Mikroskop sichtbaren Gebilde, sondern auch das kleinere und große Tier- und Pflanzenleben des betreffenden Gewässers, und hinsichtlich des chemischen Befundes nicht nur die mittels der Retorte nachweisbaren Veränderungen, sondern auch die mit den Sinnesorganen wahrnehmbaren Abweichungen von der normalen Beschaffenheit heranzuziehen.“

Es mag nützlich sein, zu letzterer Empfehlung auf leicht mögliche Täuschungen über die Bedeutung von Trübungen des Wassers hinzuweisen. 50 mg Indigo zu 1 cbm Wasser gesetzt, läßt eine 1 m starke Wasserschicht, die auf weißem Grunde steht, blau erscheinen, und 1 g weißer Thon zu 1 cbm Wasser trübt das Wasser in 1 m hoher Schicht. 12 g Holzpapierfasern zu 1 cbm Wasser gesetzt, läßt eine Schicht von 0,5 m Höhe milchig-trübe erscheinen. Ferner: es können sichere Schlüsse aus dem Tier- und Pflanzenleben eines Gewässers erst gezogen werden, nachdem sogenannte Leittiere und Leitpflanzen festgestellt sind.

Die oben mitgeteilte Norm bezieht sich „wortgemäß“ nur auf Wasser, die vor dem Einlaß eine Reinigung durchgemacht haben; „sinngemäß“ findet dieselbe aber auch auf ungereinigte Anwendung. Auch wird bei Abwassern, die ein Reinigungsverfahren durchgemacht haben, das (wie die Reinigung auf Oxydationsfiltern) in Bezug auf die Entfernung von Keimen nur wenig, dagegen mit Bezug auf die Mineralisirung organischer Stoffe viel leistet, von der preußischen Ministerialinstanz eine gewisse Gleichwertigkeit angenommen, sogar die Beseitigung der Fäulnisgefahr der eingelassenen Wasser günstiger als die Befreiung von Keimen angesehen.

§ 484. Ob eine ausreichende Verdünnung zu stande kommt, entweder wenn die Größe des aufnehmenden Gewässers im Verhältnis zur Abwassermenge gering, das Wasser aber entsprechend gereinigt ist, oder dadurch, daß in ein großes Gewässer verhältnismäßig geringe Mengen von ungereinigtem Abwasser eingelassen werden, ist für den Erfolg, daher auch für die Beurteilung des Falles zwar gleichgültig. Das Interesse an thunlichster Vermehrung der Sicherheit gebietet es indessen, bei der Entscheidung auch Faktoren, die teilweise etwas außerhalb der Sache liegen, heranzuziehen. So werden in Preußen zur Zeit als Voraussetzungen für den Einlaß von nur mechanisch gereinigten — sedimentierten — städtischen Abwassern, welchen die Abgänge aus Wasserklosets beigemischt sind, festgehalten: daß die betreffende Stadt von ansteckenden Krankheiten frei und im Besitz aller zur erfolgreichen Bekämpfung derselben notwendigen Einrichtungen sei. Nach Beschaffenheit der Umstände werden etwa gefordert: strenge Regelung der Anzeigepflicht, Desinfektionszwang, eine gesundheitlichen Ansprüchen genügende Bauordnung u. s. w. Einrichtungen zur Desinfektion der — vorher sedimentierten — Abwasser, die ausreichend sein müssen, die koliartigen Bakterien zu vernichten, sind nur für Zeiten von Seuchen vorzusehen.

Genaueres hierzu ist beispielsweise aus einem Gutachten ersichtlich, das die wissenschaftliche Deputation für das Medizinalwesen in Bezug auf die beantragte Einführung der Abwasser der Stadt Hannover in die Leine, ohne daß dieselben vorher irgend einen Reinigungsprozeß erlitten hatten, abgegeben hat; dasselbe lautet im Auszuge:

Es müsse von einem Flusse, der zur Aufnahme ungereinigter Kanalwasser tauglich sein soll, eine Selbstreinigungsfähigkeit verlangt werden, die ohne sichtbare umfangreiche Schlammablagerungen verläuft, und eine allmähliche Zersetzung des Schlammes ohne störende Fäulnisvorgänge herbeiführt.

Der Leine fehle es an starken Hochwassern, die im stande wären, im Beginn begriffene Schlammablagerungen wieder zu zerstören. Namentlich fehlten Sommerhochwasser; umgekehrt falle gerade das Niedrigstwasser in die Sommermonate, also in eine Zeit, welche Ablagerungen und Fäulnis begünstige.

Das Verhältnis der aufzunehmenden Abwassermenge zur Wassermenge der Leine ist zur Zeit 1 : 27; bei weiterer Bevölkerungszunahme wie bisher wird dasselbe in 10—15 Jahren auf 1 : 16,5 sinken. Die äußerste Grenze bei toleranter Auffassung sei 1 : 15, welche man aber nur für Abwasser gelten lassen könne, die nicht durch reichlichen Zufluß von Fabrikwassern verändert seien; diese Voraussetzung scheine für Hannover nicht erfüllbar zu sein, so daß möglicherweise die Abwasser dieser Stadt einer stärkeren Verdünnung bedürften. Die Leine trete auch nicht mehr „rein“ in das Stadtgebiet ein, und ihre Wassermenge sei schon heute im Verhältnis zur Grösse des Niederschlagsgebietes gering, so daß in absehbarer Zeit ein Zustand entstehen würde, der der weiteren Zuführung von Abwassern ein bestimmtes Halt gebieten müßte. Danach wird gefordert, daß die Abwasser der Stadt von den Schwimmstoffen, und durch mechanische oder chemische Klärung von den Sinkstoffen, deren Ablagerung gegenwärtig zu Klagen Veranlassung giebt, zu befreien sind. Oertlich bereits bestehende Verunreinigungen des Flusses seien zu beseitigen, und um befriedigende Zustände zu erreichen, müßten auch zwei Nachbargemeinden zur Ausführung systematischer Kanalisation schreiten, und ihre Abwasser in gleicher Weise wie Hannover reinigen.

Infolge dieser Anordnung hat die Stadt Hannover zunächst eine Versuchskläranlage geschaffen, um über Umfang und Einrichtung der zu erbauenden endgültigen Anlage Gewissheit zu schaffen. Die Ergebnisse der angestellten Versuche kommen weiterhin zur Mitteilung.

Handelt es sich bei der Vorflut um ein Fischgewässer, so ist die möglichste Befreiung des Abflusses von mechanischen Verunreinigungen von ganz besonderer Bedeutung, da das Fischleben schon durch Eindringen von Schwebestoffen in die Atmungswerkzeuge, wenn dasselbe in einiger „Masse“ erfolgt, sehr geschädigt werden kann. Wichtiger aber ist es für das Fischleben, daß Schlammablagerungen aus organischen Stoffen auf dem Boden des Vorflutgewässers unterbleiben, teils weil sich in solchen Stoffen Gifte (z. B. Schwefelwasserstoff) bilden können, teils weil durch die Oxydation der Stoffe dem Wasser der Sauerstoff entzogen wird, und dafür massenhaft Stickstoff und Kohlensäure entstehen.

Ein bemerkenswertes Beispiel hierzu ist im Gesundh.-Ingen. 1898 von der Hase (bei Osnabrück) mitgeteilt. Es fanden sich, anstatt der für das Hasewasser normalen Gasmenge, von etwa 86 ccm in 1 l (mit 3,5—6 ccm Sauerstoffanteil), in dem verschlammt Wasser (mit 300—580 mg organischen Stoffen) 57—61 ccm Gase, und darin: Sauerstoff 0, Stickstoff 20—23, Kohlensäure 34—41 ccm; als Folge davon ergab sich ein großes Fischsterben.

Die englischen Behörden verlangen, daß Abflüsse, welche auf 1 Teil Schmutzwasser weniger als 3 Teile Regenwasser enthalten, entweder durch Aufleitung auf Land, das nur für diesen Zweck bestimmt ist, oder durch Filtration gereinigt werden. Die Filter sind nicht stärker als mit 2,72 cbm pro 1 qm Filterfläche in 24 Stunden zu beanspruchen. Abflüsse von stärkerer Verdünnung, als oben angegeben, können ungereinigt in Flüsse gehen.

§ 485. Bisher sind als aufnehmende Gewässer fließende unterstellt worden, und zwar ohne Rücksicht auf die durchschnittliche Geschwindigkeit sowohl, als auf die großen Geschwindigkeitsverschiedenheiten, welche an verschiedenen Stellen des

Wasserquerschnittes stattfinden. An der Sohle, an den Rändern des Gewässers, auf Untiefen und an konvex geformten Uferstrecken kann die Wassergeschwindigkeit vielleicht bis auf einen geringen Bruchteil der durchschnittlichen, und einen noch viel kleineren Bruchteil der Geschwindigkeit, die im „Stromstrich“ herrscht, herabsinken. An Stellen, wo derartiges stattfindet, verhält sich ein Fluß mit Bezug auf die Verdünnung von eingeleiteten Abwassern wenig anders, vielleicht sogar ungünstiger als ein Landsee oder ein Hafenbecken von entweder mäßiger oder auch großer Tiefe; es findet, außer durch Diffusion, kaum eine Vermischung der Wasser statt, wenn dieselbe nicht etwa durch heftigere Bewegungen verursacht wird, die darüber fortstreichende Winde erzeugen. Ganz ähnlich bei Gewässern mit tiefem und regelmäßigen Bett oder mit weiten Ausbuchtungen und Schilfzweigen darin, oder bei Kanälen und kanalisierten Flußläufen mit Stauwerken. — Hinsichtlich der Veränderungen, welche die Keimzahl erleidet, ist es noch streitig, ob dieselbe durch Bewegung des Wassers beeinflußt wird, oder nicht. Wenn man aber die Sedimentation der Schmutzstoffe berücksichtigt, so ist es wahrscheinlich, daß Stillstand oder langsame Bewegung die Keimzahl herabsetzt. Es geschieht daher irrtümlich, zwischen Flüssen und stehenden Gewässern einen so weit gehenden Unterschied zu machen, daß der Einlaß von Abwassern in erstere allgemein für zulässig, der Einlaß in letztere allgemein für unzulässig erklärt wird, wie es vereinzelt geschehen ist. Es wird unter Umständen auch gegen den Einlaß von ungereinigten Abwassern in stehende Gewässer kein begründeter Einwand zu erheben sein, und es sollen als Beleg hierzu weiterhin ein paar Beispiele zur Mitteilung kommen.

§ 486. Was den Einlaß von Abwassern in Meerwasser anbetrifft, so sind hierauf die oben besprochenen Normen unanwendbar; entscheidend sind hier Strömungen und Windrichtung, die Form von Flußmündungen, Breite und Beschaffenheit des Strandes oder der Watten und des Vorlandes.

Wie sich Meerwasser und Abwasser, oder auch sogenanntes Brackwasser und Abwasser gegen einander verhalten, ist bisher noch wenig bekannt. Bei gewisser Zusammensetzung der Abwasser kann die Mischung mit Meerwasser zu groben Uebelständen — z. B. auch zur Bildung von Schwefelwasserstoff führen, abgesehen von faulenden Ablagerungen auf Untiefen oder flachem Strande. Es kann als Beispiel hierzu auf die S. 83 ff. summarisch mitgeteilten Erscheinungen an der Themse unterhalb London verwiesen werden. Im allgemeinen ist Meerwasser keimarm, vielleicht infolge seines Reichtums an Salzen; es bietet sich in diesem Umstände wahrscheinlich ein genügend zuverlässiger Maßstab für die Ermittelung der zulässigen Verunreinigung; selbstverständlich muß dazu der normale Keimgehalt des Meerwassers an der Einlaßstelle bekannt sein. Rücksichten auf die Benutzung des Wassers schiffbarer Gewässer durch die Schiffsbevölkerung, auch die Verunreinigung durch letztere — die bei Langsamkeit des Schiffsverkehrs sehr bedeutend sein kann — kommen beim Meerwasser in Wegfall, ebenso solche auf Benutzung als Trinkwasser oder zur Viehränke.

§ 487. Für die allgemeine Festsetzung einer bestimmten Flüßlänge, innerhalb welcher Einleitung von Abwasser zu verbieten sei (vergl. § 469), die gleichbedeutend ist mit der übereinstimmenden Festlegung einer einzigen Länge, auf welcher die Selbstreinigung sich vollzieht, fehlt jeder Anhalt allgemeiner Art. Denn es ist hierbei allein die Eigenart des betreffenden Gewässers und die Beschaffenheit der Abwasser entscheidend. Sind den Abwassern die Abgänge aus Wasserklossets zugemischt, so muß die Selbstreinigungslänge anders festgestellt werden, als im anderen Falle. Ist die Menge der Wasserklossettabgänge gering, so dürfte, vom praktischen Gesichtspunkte

aufgefaßt, eine Ermässigung jener Länge zulässig sein, wenn Einrichtungen zur Desinfektion für Zeiten von Seuchen an der Einlafsstelle getroffen werden, u. s. w.

§ 488. Die Beschaffenheit der Abwasser schwankt nach der Tageszeit in weiten Grenzen; in Städten mit gewerblichen Betrieben werden die Schwankungen größer sein als in Städten ohne solche. Es ist in einzelnen Fällen festgestellt (vergl. weiterhin), daß der Abfluß in den Nachtstunden weniger verunreinigt war, als der Tagesabfluss im Durchschnitt, und erheblich weniger als ein chemisch gereinigter Abfluß in einer gewissen, um die Mittagszeit herumliegenden Tagesperiode. Dieser Zustand bietet vielleicht die Möglichkeit eines Doppelbetriebes entweder in der Art, daß die Reinigung der Abwasser auf bestimmte Tagesstunden oder auch auf bestimmte Abwassermengen beschränkt wird, und in den übrigen Tagesstunden freier Abfluß erfolgt, bzw. der übrige Teil in ungereinigtem Zuge in die Vorflut abgelassen werden darf, sei es für sich, sei es nach Vermischung mit dem der Reinigung unterworfenen Teil. Allerdings würde dieser Modus wahrscheinlich technische Einrichtungen erfordern, welche sicheren Schutz gegen Mißbrauch gewähren; die notwendige Beschaffenheit derselben ist nicht leicht übersehbar *).

§ 489. Bekannt gewordene Beispiele für die ausgeführte, bzw. gestattete Einleitung ungereinigter Abwasser, bzw. solcher, denen nur der größere Teil der Schwebestoffe vorher entzogen wurde, in fließende Gewässer bieten: Hamburg, Altona, München, Dresden, Hannover, Köln, Mannheim, Düsseldorf, Kassel, Kiel, Thorn, Wetzlar, Marburg, Koblenz, Neuwied, Kreuznach, Bingen, Geestemünde, Bremerhaven. Für die weitere Benutzung des Elbwassers zu Trinkwasserversorgungen scheint aber die fortgesetzte Einleitung der ungereinigten Hamburg-Altonaer Abwasser in die Elbe unerträglich zu werden. In Hamburg wird deshalb neuerdings als vorläufige Abhilfe die Befreiung der Abwasser von den größeren Schwebestoffen, und für später die Einrichtung einer Kläranstalt am jenseitigen Elbufer geplant. — Neuwied und Bingen leiten Wasser ohne Fäkalienanteil in den Rhein ein.

Ueber die Einleitung der ungereinigten Abwasser eines kleinen Krankenhauses in die Fulda, die einen bemerkenswerten Fall bildet, ist auf ein in der Vierteljahrsschr. f. gerichtl. Mediz. u. öffentl. Sanitätsw. 3. Folge, 1898, Bd. 16, Supplementh. zu verweisen, über die Einleitung der Abwasser von Köln in den Rhein auf den Jahrg. 1897 des Centralbl. f. allgem. Gesundheitspf., über die Einleitung der Abwasser von Mannheim in den Rhein auf die unten angegebenen Quellen, und über diejenige der Abwasser Münchens in die Isar auf mehrere Quellen, welche bereits auf S. 111 mitgeteilt sind.

v. Pettenkofer und Hofer behandelten in zwei Gutachten in einer kleinen Schrift: Kanalisation und Entwässerung von Ortschaften an Binnenseen, München 1898, die Frage der Einleitung von Abwassern in stehende Gewässer teils vom allgemeinen Standpunkt. Die Gemeinde Tutzing, mit jetzt 1000 ständigen Einwohnern und im Sommer vorübergehend einer ebenso hohen Zahl von Gästen, will ihre Abwasser in den großen Starnberger See einführen und zwar an einer Stelle, die 35 m weit in den See vorgeschoben und 3 m unter Wasserspiegel liegt. Bei der beabsichtigten Mitaufnahme eines kleinen Baches in die Kanäle würde sich ein Gehalt des eingeleiteten Wassers von 139 mg Harn und 15 mg Fäces (in 1 l) ergeben, Mengen, die mit unseren Sinnen nicht bemerkbar sind, freilich in der Vorstellung uns von dem Gebrauch des Wassers als Trinkwasser abhalten würden. Diese geringen Mengen werden von dem reichen Tier- und Pflanzenleben des Starnberger Sees leicht verarbeitet, wie man sich vorstellen kann, wenn man die großen Verunreinigungen mit den Auswürfen in Betracht zieht, die das reiche Fischleben des Sees bewirkt. Eine Schädigung des Fischlebens durch den Einlauf der Abwasser von Tutzing ist gänzlich ausgeschlossen, viel eher eine Förderung desselben davon zu erwarten. Ablagerungen der Fäkalien auf dem Seeboden in der Umgebung der Einlafsstelle sind ausgeschlossen, weil die Wellenbewegung des Wassers bis zum Seeboden hinabreicht.

Die Stadt Schwerin leitet seit dem Jahre 1893 ihre sämtlichen Abwasser (von welchen Fäkalstoffe ausgeschlossen sind) in die bei der Stadt liegenden großen Seen; die tägliche Zuflussmenge beträgt einschließlich der aus Niederschlägen gewöhnlicher Höhe erfolgenden Wasser etwa 200 cbm. In der Dauer von 4 Jahren wurde dadurch auf einer Seebodenfläche von etwa 8000 qm

*) In Amerika kommt vereinzelt der Fall vor, daß zu gewissen Zeiten unter amtlicher Ueberwachung ungereinigte Fabrikwasser in offene Wasserläufe eingelassen werden dürfen.

eine Schlammschicht von im Minimum 10 cm, im Maximum von 30 cm Höhe abgesetzt; der Schlamm besteht zu etwa 80% aus mineralischen und zu nur etwa 20% aus organischen Stoffen, mit niedrigem Stickstoffanteil. Vergleiche der Beschaffenheit des Seewassers vor dem Zeitpunkte, wo die Einleitung der Abwasser begann, und nach 4jährigem Bestehen derselben, haben zu Bedenken keinen Anlaß gegeben, und es wird erwartet, daß die bewiesene selbstreinigende Kraft des Seewassers auch in der Zukunft genügen wird.

Den bereits auf S. 111 gemachten Litteraturangaben sind folgende neuere Veröffentlichungen nachzutragen:

Baumeister, Dr. Knauff u. s. w., Gutachten über die Ableitung der Schmutzwasser von Mannheim nach dem Rhein. Mannheim 1898.

Bonne. Die Wichtigkeit der Reinhaltung der Flüsse. Leipzig 1900.

Classen. Verunreinigung des Rheinstroms. Leipzig 1900.

Rafter and Baker. Sewage Disposal in the United States. New York 1898.

Thudichum. Bacterial Treatment of Sewage. London.

b) Allgemeines zur Beurteilung der künstlichen Abwasser-Reinigungsverfahren.

§ 490. Alle künstlichen Reinigungsverfahren von Abwässern sind dadurch charakterisiert, daß die Reinigung in viel kürzerer Dauer stattfindet, als diejenige Dauer, welche die Natur selbst auf diesen Vorgang verwendet. Die natürliche Reinigung von Schmutzwässern ist aber eine vollkommenere als jede künstliche, besonders wenn letztere im großen Maßstabe ausgeführt wird. Daraus folgt, daß diejenigen Reinigungsverfahren, welche dem Verfahren der Natur am nächsten kommen, die günstigsten Ergebnisse liefern werden, und umgekehrt, und es gebührt daher der Reinigung durch Rieselung die erste Stelle; danach folgen die Reinigung bzw. durch Filtration und durch das biologische Verfahren, während die mechanische und chemisch-mechanische Reinigung an letzter Stelle stehen.

Der große Vorzug, welcher der Rieselung gebührt, erfährt eine Erhöhung noch dadurch, daß Fehler und Willkürlichkeiten im Betriebe derselben, Eingriffe in den Vorgang, Wechsel in der Menge und Beschaffenheit der Abwasser sich beim Reinigungserfolg weniger empfindlich geltend machen, als bei den anderen genannten Verfahren, weil in der Länge des Weges, den das Wasser im Boden zurücklegt, und in der Aufenthaltsdauer daselbst für einen gewissen Ausgleich gesorgt ist; in einigem Umfange kommt dieser Vorgang aber auch der Filtration, dagegen dem biologischen Verfahren nur in geringerem zu.

§ 491. In Vorstehendem handelte es sich um die Beurteilung ausschließlich nach dem Reinigungserfolg. Aber auch wenn man die wirtschaftliche Seite der Sache hinzunimmt, bleibt die oben aufgestellte Reihenfolge bestehen, unter Voraussetzung natürlich, daß man bei allen Verfahren von einer und derselben Größe des Reinigungserfolgs ausgeht, und von Besonderheiten örtlicher Verhältnisse, die das Bild stark beeinflussen können, absieht.

Etwa übereinstimmend mit vorstehender Auffassung kommt Professor König*) auf Grund umfassender wissenschaftlicher Untersuchungen zu folgender vergleichender Beurteilung der Rieselung und der chemisch-mechanischen Klärverfahren; bei deren Mitteilung auf die teilweise abweichende Beurteilung hingewiesen wird, welche diese Verfahren in den Vereinigten Staaten von Nordamerika nach § 470 finden.

1. Rieselelder weisen unter irgend günstigen, wenigstens unter nicht durchaus schlechten Bodenverhältnissen, bei richtiger Flächenbemessung, bei zweckmäßiger Anlegung, und vor allem

*) König. Die Verunreinigung der Gewässer, deren schädliche Folgen, sowie Reinigung von Trink- und Schmutzwasser. 2. Aufl. Berlin 1899.

bei gut geregeltem und gut überwachtem Betriebe durchaus gute Ergebnisse auf; dabei treten nach jahrelangen Erfahrungen gesundheitsgefährliche oder gesundheitsschädliche Wirkungen nicht zu Tage.

2. Im Vergleich mit anderen im großen Maßstabe geprüften Reinigungsverfahren — unter diesen kommen hauptsächlich nur die chemisch-mechanischen Klärverfahren in Betracht*) — ist die Reinigung der Abwasser auf Rieselfeldern eine viel weitergehende als bei diesen, sowohl was die Beseitigung der anorganischen als der organischen Stoffe — einschließlich der Bakterien — betrifft. Weiter sind auch die Kosten der Rieselanlagen geringer als die der chemischen Klärung, und wenn man schließlich noch erwägt, daß bei dem Rieselverfahren die Städte nach einer Reihe von Jahren einen schuldenfreien (?) Besitz an Grund und Boden erlangen, der meistens den gezahlten Wert nicht nur behalten, sondern einen höheren Wert annehmen wird, und daß Rieselfelder auch volkswirtschaftlich von Bedeutung sind, indem sie den Wohlstand ihrer Umgebung erhöhen, so muß man zugestehen, daß die Berieselung von allen bis jetzt bekannten und geprüften Reinigungsverfahren für städtische Abwässer das beste ist. Darüber jedoch, ob dasselbe in einem gegebenen Falle das zweckmäßigste Verfahren sei, kann allein die nähere Untersuchung der örtlichen Verhältnisse entscheiden. Wenn man aber bedenkt, daß die Reinigung der städtischen Abwässer auf Rieselfeldern durch kleinste Lebewesen und durch höhere desgleichen, unter dem Einfluß von Sonnenlicht und Sonnenwärme vollzogen wird, daß wir es also mit Naturkräften zu thun haben, die sich von uns bis zu einer gewissen Grenze wohl regeln, aber nicht vollständig ersetzen lassen, so wird man von allen anderen Reinigungsverfahren von vornherein nicht zu viel erwarten dürfen.

3. Daß Rieselfelder nicht durchaus vollkommen sind, besonders dann nicht, wenn denselben zu große Abwassermengen zugeführt werden, oder wenn der Boden ungeeignet ist, oder wenn der Rieselbetrieb nicht richtig gehandhabt wird, ist natürlich. Die Mängel lassen sich aber auf ein geringes Maß herabmindern.

4. Durch chemisch-mechanische Reinigung gelingt es im großen und ganzen nur, die Schwebestoffe aus den städtischen Abwassern zu entfernen. Denn ebensowenig wie wir für Ammoniak, selbst bei Anwendung von löslicher Phosphorsäure und Magnesiumsalzen, eine irgendwie nennenswerte Fällung bewirken können, ebensowenig besitzen wir für die in Lösung befindlichen organischen und unorganischen Stoffe, so z. B. das Kali, ein Fällungsmittel. Nur die Phosphorsäure kann entweder ganz oder doch fast ganz ausgefällt werden, während von dem Gesamtstickstoff im allgemeinen kaum mehr als ein Drittel ausgefällt wird. Das heißt: wenn die städtischen Abwasser ohne Abortinhalt durchschnittlich 70—80 mg Stickstoff enthalten, so gehen etwa 20—30 mg in den Niederschlag über, während 30—45 mg in Lösung verbleiben. Vereinzelt gefundene bessere Ergebnisse beruhen entweder auf Zufall oder auf Unrichtigkeit der Untersuchung.

5. Letzteres geht nicht nur aus den Analysen der ungereinigten und gereinigten Abwasser, sondern auch aus den Analysen des erzielten Schlammes hervor. Während in den ungereinigten Abwassern durchweg viel (4—5mal) mehr Stickstoff als Phosphorsäure enthalten ist, stellt sich das Verhältnis in dem Schlamm durchweg nahezu gleich, oder für die Phosphorsäure sogar höher als für den Stickstoff. Ferner enthält der Schlamm verhältnismäßig nur sehr wenig Ammoniak und Kali.

6. Auch auf die sonstigen gelösten organischen Stoffe üben die chemischen Fällungsmittel im allgemeinen keine, oder nur eine sehr geringe Wirkung aus. Man findet sogar nicht selten, daß die mit einem Ueberschuß von Kalk behandelten und geklärten Abwasser mehr organische Stoffe in Lösung enthalten, als die ursprünglichen Wasser. Dies läßt sich nur so erklären, daß der überschüssige Kalk zersetzt auf die organischen ungelösten Stoffe wirkt, und davon einen Teil in die lösliche Form überführt.

7. Wenn man den bloß mechanisch wirkenden Klärvorrichtungen eine genügende Ausdehnung oder dem Abwasser eine hinreichende verlangsame Stromgeschwindigkeit behufs Niederschlagung der Schwebestoffe erteilen kann, ohne daß Fäulnis eintritt, so kann man durch mechanische Klärung allein unter allen Umständen denselben Reinigungserfolg erzielen, als durch gleichzeitige Anwendung von chemischen Fällungsmitteln. Letztere befördern nur die Schnelligkeit der Absetzung, vermehren aber kaum die Menge des Niederschlags.

*) Unbeschadet der sehr hohen Autorität, welche Professor König in Fragen der Abwasserreinigung in Anspruch nehmen kann, darf diesem Ausspruch die Bemerkung hinzugefügt werden, daß damit dem biologischen Reinigungsverfahren wohl ein zu geringer Rang zugewiesen wird. Professor König behandelt dies Verfahren in der eben erschienenen 2. Auflage seines grundlegenden Werkes: „Die Verunreinigung der Gewässer“, nur sehr beiläufig, während demselben neuerdings seitens der Wissenschaft und Praxis zugleich eine sehr große Beachtung zu teil wird; allerdings steht ein auf längere Erfahrung gegründetes Urteil zur Zeit noch aus.

8. Durch die chemischen Fällungsmittel werden mit den Schwebestoffen mehr oder weniger auch alle Keime niedergeschlagen, und wirkt der überschüssige freie Kalk fäulnishemmend, d. h. er verhindert die Entwicklung von Fäulnisbakterien als solchen u. s. w. Vielleicht beruht auch die fäulnishemmende Wirkung des freien Kalküberschusses darauf, daß der Kalk eine teilweise Zersetzung der stickstoffhaltigen organischen Stoffe bewirkt, und auf solche Weise den Mikroben gleichsam den geeigneten Nährboden entzieht. Wenn aber in solchen gereinigten Wassern der Kalküberschuß durch Kohlensäure neutralisiert wird, oder wenn die Wasser an freier Luft stehen bleiben, sammeln sich die Keime von neuem in grösserer Menge an, und kann dann abermals Fäulnis, wenn auch in geringerem Maße, eintreten. Auch ist selbstverständlich, daß ein Wasser, welches noch 30—50 mg Ammoniak, plus organischen Stickstoff enthält, nicht als völlig gereinigt angesehen und mit Trinkwasser verglichen werden kann, da es, wenn der fäulnishemmende Bestandteil (der Kalk) beseitigt ist, noch alle Bedingungen erfüllt, die den Mikroben (deren Keime in der Luft stets hinreichend vorhanden sind) Entwicklung ermöglichen.

9. Für eine Reihe von Fällen mag es allerdings ausreichend sein, die Fäulnis der Abwasser thunlichst einzuschränken und bis auf gewisse Strecken, d. h. bis die Abwasser in grössere Wasserläufe gelangen, wo sie unschädlich ist, hintanzuhalten. In anderen Fällen kann aber die Einführung der viel freien Kalk enthaltenden gereinigten Abwässer unmittelbar oder mittelbar nachteilig wirken, indem der freie Kalk dadurch, daß er aus dem natürlichen Bach- und Flusswasser das gelöste (Calcium-)Bikarbonat entfernt, von neuem Anlaß zur Verschlemmung giebt, oder dem Fischen die nötigen Kalksalze fortnimmt, oder auch das natürliche Bach- und Flusswasser weniger geeignet zur Berieselung macht; auch für letztere ist das gelöste doppelt-kohlensaure Calcium von grösster Bedeutung. Die Frage: ob und inwieweit chemisch gereinigte Abwässer in öffentliche Flussläufe eingelassen werden können? richtet sich daher wesentlich mit nach den örtlichen Verhältnissen.

10. Ein einziges „bestes“ chemisches Fällungsmittel giebt es überhaupt nicht. Für ein fauliges Abwasser, das hinreichend freie Kohlensäure oder viel Calcium-Bikarbonat enthält, genügt unter Umständen der Zusatz von Kalkmilch allein, um die Ausfällung der Schwebestoffe zu bewirken. In anderen Fällen ist der Zusatz eines Metallsalzes erforderlich, um einen thunlichst starken Niederschlag zu erzeugen. Hierbei ist wiederum der Preis oder der Umstand maßgebend, daß sich der Niederschlag möglichst schnell und vollkommen absetzt, sowie daß der erzielte Schlamm keine für seine Anwendung schädlichen Bestandteile aufnimmt. — In Bezug auf die Menge der gelösten Bestandteile, welche ausgefallen werden, sind die verschiedenen Fällungsmittel von keiner wesentlich verschiedenen Wirkung. Es gibt für die gelösten Stoffe kein durchgreifendes Fällungsmittel, und weil der Gehalt der fauligen Abwasser an gelösten Fäulnisstoffen sehr ungleich ist, so erscheint es nicht zulässig, bestimmte Grenzwerte festzusetzen, bis zu welchen die Abwasser für allen und jeden Fall gereinigt werden sollen, wenn von der Reinigung durch chemische Fällungsmittel Gebrauch gemacht werden muß.

11. Wenn nach dem Vorstehenden die Reinigung durch chemische Fällungsmittel als eine unvollkommene bezeichnet werden muß, so ist damit nicht ausgedrückt, daß sie überhaupt nichts nützt, oder an sich zu verwerfen sei. In vielen Fällen bleibt eben kein anderer Ausweg übrig, und in vielen Fällen ist auch durch die Beseitigung der Schwebestoffe allein den Anforderungen an die Reinigung schon genügt. Es ist aber notwendig, sich die Leistungsfähigkeit der einzelnen Reinigungsverfahren klar zu machen, damit nicht seitens der Behörden oder der Hygiene unerfüllbare Forderungen gestellt werden. Die Unsicherheit in den Ansichten über die Leistungsfähigkeit der einzelnen Reinigungsverfahren ist wohl vielfach der Grund, daß in der Reinigungsaufgabe überhaupt nichts geschieht, und dies ist jedenfalls schlimmer, als wenn von der Einführung eines Verfahrens Abstand genommen wird, das den Uebelständen auch nur zum grössten Teil abhelfen würde.

12. Die Frage: ob man chemisch-mechanische Reinigungsverfahren dadurch noch wesentlich unterstützen kann, daß man bei vorhandenem Gefälle oder sonstwie das von Schwebestoffen und Keimen befreite Wasser thunlichst stark und häufig lüftet (indem man einen Ueberschuß von Kalk möglichst zu vermeiden sucht), bleibt noch weiteren Untersuchungen vorbehalten festzustellen.

13. Die Kosten der chemischen Reinigung stellen sich mindestens ebenso hoch als die der Reinigung durch Berieselung, ohne nur annähernd den Wirkungsgrad letzterer zu erreichen. Das ist erst recht der Fall, wenn den Abwässern die Abgänge aus Wasserklosets zugemischt sind, während die chemische Reinigung sich nur auf die Haus- und Straßenwasser erstreckt. Denn im letzteren Falle bleiben noch die besonderen Ausgaben für Abfuhr zu decken.

Zu den vorstehenden Aussprüchen (11—13) ist zu bemerken, dass sie den Gegenstand nicht erschöpfen, selbstverständlich auch nicht erschöpfen können. Sie berück-

sichtigen den Fall nicht, daß durch extreme Wintertemperaturen für die Berieselung vielleicht sehr bedeutende Schwierigkeiten entstehen; sie lassen außer acht, daß brauchbares Rieselland unter Umständen in so weiter Entfernung gesucht werden muß, daß die Kosten der Zuleitung die Kosten des Landerwerbs weit übersteigen und überhaupt unerschwingbar werden, und sie sehen endlich auch davon ab, daß bei der Berieselung die Führung ausreichender Vorflut besonders in flachen Lagen unüberwindliche Schwierigkeiten mit sich bringen kann. Manche mit Fabrik-abwässern beladene Abwasser können durch Rieseln nicht gereinigt werden, wogegen chemisch-mechanische Verfahren gute Dienste leisten. Mit Bezug auf die Vernichtung der Keime kann chemisch-mechanische Reinigung ebenso viel leisten als Rieselung; auch bei letzterer ist keine vollständige Sicherheit für die Mitführung von schädlichen Keimen in den Abflüssen geboten; die davon zu fürchtenden Gefahren mögen aber, praktisch genommen, bedeutungslos sein. — Ueber die Kosten, welche die chemisch-mechanische Reinigung erfordert, läßt sich ebenso wenig wie über diejenige der Rieselung zum voraus etwas Bestimmtes sagen; in dem einen Falle kann das eine und in dem anderen das andere Verfahren sich teuer herausstellen.

Nächst der Rieselung bleiben noch Reinigung durch Filtration, oder durch das biologische Verfahren. Beide können auf viel kleinerer Fläche als Berieselung ausgeführt werden. Die Möglichkeit der Filtration aber hängt vollständig davon ab, daß gut geeigneter Boden und ausreichende Vorflut vorhanden ist, wogegen die Ausführung des biologischen Verfahrens von der Bodenbeschaffenheit unabhängig gemacht werden kann, dagegen vielleicht ausscheidet, weil es nach der Beschaffenheit des Vorflutgewässers zu wenig mit Bezug auf die Verminderung des Keimgehalts der Abwasser leistet, und besondere Anlagen zur Desinfektion auf Schwierigkeiten stoßen.

Wenn dann mit dem einen oder anderen der angedeuteten Fälle sich die Möglichkeit verbindet, die chemisch-mechanisch gereinigten Abwasser auf kurzem Wege loszuwerden, hören vernünftigerweise Einwendungen dagegen auf. Es wird aber bei grösseren Städten die Benutzung solcher Reinigungsverfahren in dem Falle kaum in Frage kommen können, daß nicht bloß häusliche Abwasser, sondern auch die Straßenwasser mit zu reinigen sind, da sich ein chemisch-mechanisches Verfahren den dann zu erwartenden Wechsels in Zuflussmenge und Beschaffenheit der Wasser nur mit Schwierigkeiten anpassen läßt, wenn nicht besonders große Erleichterungen mit Bezug auf die Thätigkeit der Regenüberfälle und Notauslässe bewilligt werden.

§ 492. Für jede Art der Abwasserreinigung wirkt die Trennung von häuslichen Abwassern und Regenwassern günstig, da dieselbe zunächst gröbere Gleichmäßigkeit in der Beschaffenheit der Abwasser und dadurch auch gröbere Gleichmäßigkeit in dem Reinigungserfolg sichert. Bei der Berieselung ist die Bewältigung der durch Regenwasseraufnahme erfolgenden Wechsel in der Menge der zufließenden Wasser noch gut möglich, wogegen es sich bei den anderen Verfahren um grosse Erschwerungen handelt. Die Bewältigung ist hier entweder nur durch zeitweilige Ueberlastung der Einrichtungen, vielleicht unter Schädigung derselben, oder durch vorübergehende mangelhafte Reinigung, bzw. durch Ueberweisung ungereinigter Wasser an die Vorflut erreichbar. Bei der Reinigung durch Filtration und durch das biologische Verfahren ist es jedoch angängig, gewissen, nicht allzu großen Wechsels im Zufluß sich anzupassen, ohne daß erhebliche Mißstände eintreten.

§ 493. Jede Art der Abwasserreinigung wird auch durch sorgfältige Befreiung des Zuflusses von Schweb- und Sinkstoffen begünstigt. Bei der Beriese-

lung ist diese Thatsache bisher oft nur wenig gewürdigt; kleine Absitzbassins, welche man an den Haupt- und Nebenauslässen auf den Feldern anlegt, erfüllen ihren Zweck nur höchst mangelhaft, werden in der Regel auch nicht ordnungsmäßig bedient. Es sollte Regel sein, auf Rieselfeldern große mit festen Umschließungen hergestellte Becken anzulegen, welche wechselweise betrieben und in nicht zu langen Zeitabständen geräumt und gereinigt werden. Sorgfältige Entschlammung der Abwasser trägt viel dazu bei, daß die Poren des Bodens der Rieselfelder für Durchlüftung offen bleiben; sie verhindert den Niederschlag von Schlammmassen in Bodenvertiefungen, schützt vor dem Ausfaulen der Pflanzenwurzeln, verhindert Beschmutzung der Pflanzen selbst, erleichtert den Abfluß und damit die Gleichmäßigkeit in der Verteilung des Wassers auf der Rieselfläche, ist wohl auch wirksamer gegen die Bildung einer Eisdecke im Winter, vereinfacht die Herrichtung (Aptierung) der Felder, wie die Beseitigung (Sammlung) der Schlammmassen, und endlich gestattet sie unter Umständen mit kleineren Landflächen auszureichen, als bei dem Aufbringen unentschlammter Abwasser notwendig sind. Denn gut entschlammte Wasser sind durch bloße Filtration reinigungsfähig, bei welchen der Landbedarf hinter demjenigen der für Berieselung notwendig ist, zurückbleibt.

Von welch großer Bedeutung sorgfältige Entschlammung auch für die biologische und chemisch-mechanische Reinigung der Abwasser ist, bedarf besonderer Darlegung nicht; es sei nur darauf hingewiesen, daß die Ausführung der mechanischen Reinigung sich mit geringeren Kosten bewirken läßt als die chemisch-mechanische, und daß der vor dem Zusatz von chemischen Füllmitteln gewonnene Schlamm als Düngemittel viel wertvoller ist, als der nachher erfolgende.

§ 494. Die Rolle, welche bei der Abwasserreinigung — abgesehen von dem biologischen Verfahren — künstliche Belüftung des Wassers spielt, ist noch nicht völlig klargestellt. Fleck will eine direkte Oxydation von Ammoniak durch Lüftung festgestellt haben. Unbezweifelt ist Bindung von Schwefelwasserstoff und Ammoniak durch Belüftung. Ungereinigte Abwasser können daher durch Luftzuführung vorübergehend geruchlos gemacht werden; doch tritt weiterhin abermals Geruchsbildung ein. Bereits gereinigte Abwasser aber werden durch Zuführung von Luft vollständig geruchlos und bewahren diese Eigenschaft auch. — Ob kohlenstoffhaltige organische Stoffe durch Luftzuführung direkt oxydierbar sind, scheint noch nicht festzustehen; dagegen ist es sicher, daß Eiweißstoffe durch Belüftung nicht direkt oxydiert werden können. Wenn hiernach aber auch ein unmittelbarer Erfolg der Luftzuführung nicht gesichert ist, und wenn der Erfolg sich sehr verschieden gestalten kann, so steht doch fest, daß die Belüftung auf die allgemeine Beschaffenheit des Wassers günstig wirkt. Erklärt wird dies dadurch, daß für den Verbrauch an Sauerstoff der bei der Oxydation organischer Stoffe im Wasser stattfindet, durch Luftzuführung Ersatz geschaffen wird, also gewissermaßen Wiederbelebung des Wassers stattfindet. — Als eine Wirkung der Belüftung, die sich unter Umständen zu einer Schattenseite gestalten kann, ist anzuführen, daß durch dieselbe das Auftreten von Pilzen, Algen und Infusorien in Drainsleitungen und in der Vorflut mächtig angeregt werden kann. — Für die Rieselung wird es wohl immer ein kleiner Nachteil sein, daß durch die Belüftung — oder nur längere Berührung der Abwasser mit Luft — Ammoniakverluste entstehen.

Auf die verschiedenen Arten, wie die Luftzufuhr bewirkt werden kann, wird erst bei der Mitteilung von Beispielen eingegangen; hier ist nur noch darauf hinzuweisen, daß auch beim Riesel- und Filtrationsverfahren die breite Berührung der Abwasser mit der Luft, welche stattfindet, eine wichtige Rolle spielt.

Aehnlich wie die Belüftung mögen Licht und Elektrizität wirken; doch steht über die Beteiligung dieser Faktoren bei der Reinigung von Abwassern an freier Luft noch nichts Näheres fest.

Von großem Einfluß auf den Reinigungserfolg ist bei allen Verfahren der Einfluß der Lufttemperatur. Abgesehen von den direkten Wirkungen des Frostes: Absperrung der Luft durch Verschliessen der Bodenporen und Hintanhaltung der Fäulnis mit ihren Geruchbelästigungen, mag nur hervorgehoben werden, daß im Winter Berieselung und Filtration überwiegend bloß mechanisch wirken, nicht nur weil der eine Reinigungsfaktor: die Aufzehrung durch die Pflanzen, außer Thätigkeit ist, sondern wohl auch die Absorptionsthätigkeit des Bodens und die Thätigkeit der Bakterien gemindert sind. Ein gewisser Ausgleich des dadurch geschmälerten Reinigungserfolges kann dadurch zu stande kommen, daß in der kalten Jahreszeit die Vorflutgewässer gewöhnlich wasserreicher als in der warmen Jahreszeit sind, woraus sich eine stärkere Verdünnung des Abflusses ergiebt.

c) Abwasser-Reinigung mittelst Landberieselung und Bodenfiltration.

§ 495. Die Hauptbedingungen für die Beschaffenheit von Rieselfeldern, die eine gute Reinigung von Abwässern bewirken sollen, sind von Soyka etwa wie folgt angegeben:

1. Der Boden muß hinreichend durchlässig sein, doch nicht so durchlässig, daß das Wasser zu rasch hindurchgeht und nur ungenügend lange festgehalten wird. Neben hoher Absorptionsfähigkeit muß der Boden eine gewisse Wasserkapazität besitzen, und andererseits Luft in genügender Menge enthalten, um die Oxydationsvorgänge zu ermöglichen.

2. Wesentlich sind Wechsel im Durchfeuchtungszustande; es ist aber darauf zu achten, daß durch die Wechsel hinreichend Zeit zur Oxydation der organischen Stoffe gewährt wird, so daß die neu zugeleitete Flüssigkeit die Aufgabe mit übernehmen kann, die inzwischen gebildeten Zersetzungspprodukte wieder auszulaugen. Sonst tritt der Fall ein, daß die absorbierten und die nicht genügend zersetzten Stoffe sich allmählich anhäufen und Uebersättigung des Bodens bewirken.

3. Die Konzentration der Abwässer darf nicht über groß sein. Nicht bloß, daß die höhere Konzentration die Zersetzungsvorgänge verzögert, und in der Weise erschwert, daß die erforderliche Zeidauer verlängert wird (wenn nicht alsbald Sättigung und Uebersättigung des Bodens eintreten soll): es kann auch durch zu starke Konzentration der Abwässer die Umwandlung der Schmutzstoffe vollständig aufgehoben werden.

Wie neben der rein mechanischen Zurückhaltung fester Stoffe die beiden Hauptleistungen des Bodens: Absorption und Oxydation der Größe nach nebeneinander stehen, ist nicht genau bekannt; ebensowenig kennt man das Mengenverhältnis näher, in welchem daneben Aufzehrung durch den Pflanzenwuchs stattfindet. Die Bodenabsorption beschränkt sich, wie die Analysen der Drainwässer im Vergleich mit Abwasseranalysen zeigen, im wesentlichen auf Phosphorsäure und Kali, und — in beschränktem Umfange — auf Ammoniak. Daraus, und aus den folgenden Umständen, daß: die Abnahme der Mineralstoffe bei lebhafter Sommervegetation größer als im Winter ist — wogegen das Absorptionsvermögen in allen Jahreszeiten annähernd dasselbe sein wird, ferner die Abnahme der Pflanzennährstoffe in besseren Bodenarten geringer ist, als in mageren, trotzdem erstere durchweg das größere Absorptionsvermögen besitzen, endlich die vom Boden nicht absorptionsfähigen Bestandteile in ähnlichem Verhältnis abnehmen, wie die absorptionsfähigen, zieht König a. a. O. die Folgerung: daß die gelösten Mineralstoffe des

Rieselwassers nicht, oder nur in untergeordneter Menge durch die Absorptionskraft des Bodens festgehalten, sondern direkt von den Pflanzen aufgenommen werden, und diese Aufnahme um so größer sei, je größer das Bedürfnis der Pflanzen an den vorhandenen assimilationsfähigen Nährstoffen ist.

Es wird hierdurch die große Bedeutung, welche die richtige Wahl der Anbaupflanzen auf Rieselgrund hat, in helle Beleuchtung gerückt. Die wichtigsten Pflanzennährstoffe sind: Stickstoff, Phosphorsäure und Kali, geringere Rollen spielen Kalk, Magnesia, Schwefelsäure und Chlor. Nun werden (nach Heiden) von den höchsten (Jahres-) Ernten einer kleinen Reihe von Pflanzen folgende Mengen (kg) der genannten Nährstoffe aufgenommen:

	Stickstoff	Phosphorsäure	Kali	Kalk	Magnesia	Schwefelsäure	Chlor
Italienisches Raygras .	326	124	844	86	26	46	90
Rüben	244	117	486	96	91	51	202
Möhren	140	70	201	89	29	32	140
Sommerraps	38	27	47	47	13	8	9
Winterraps	86	62	92	91	27	15	19

oder, wenn man Verhältniszahlen einführt, wobei die Stickstoffmenge überall = 100 gesetzt wird:

Italienisches Raygras .	100	88	106	26	8	14	28
Rüben	100	48	200	39	37	21	83
Möhren	100	50	144	64	21	23	100
Sommerraps	100	71	124	124	34	21	24
Winterraps	100	72	107	106	31	17	22

In städtischen Abwassern sind aber die Nährstoffe etwa in dem Verhältnis vertreten:

	100	26	45	120	25	30	125
--	-----	----	----	-----	----	----	-----

Die Zusammenstellung zeigt zunächst, wie leicht Fehlschläge bei den von Rieselgrund erwartenen Ernten gewisser Fruchtarten eintreten können, wenn dieselben entweder der Beschaffenheit des Rieselwassers nicht angepaßt waren, oder wenn es unterbleiben würde, die im Rieselwasser in ungenügender Menge vertretenen Stoffe durch Beidüngung zu ergänzen. Die Zusammenstellung zeigt ferner, daß für alle genannten Fruchtarten der Phosphorsäuregehalt des Rieselwassers viel zu gering ist, daher durch Beidüngung — etwa mit Thomasmehl — ergänzt werden muß. Dasselbe gilt in noch höherem Maße für den Kaligehalt des Rieselwassers, der einer starken Ergänzung — durch Kainit — bedarf. Gleichfalls ist der Schwefelsäureanteil im Rieselwasser zu gering, wogegen der Chlorgehalt zu groß, der Gehalt an Kalk und Magnesia dem Bedarf teils nahe kommt, teils denselben überschreitet. Dieser Zustand: die wenig passende Zusammensetzung des Rieselwassers allein schon, würde den Wert desselben als Düngemittel erheblich herabsetzen, auch wenn nicht die allzu stark verdünnte Form, in welcher das Wasser, und zwar zu allen Jahreszeiten, genommen werden muß, den Wert desselben für die Landwirtschaft ohnehin sehr stark herabdrückte. Die Stadtverwaltungen können es daher nur willkommen heißen, wenn sich ihnen Gelegenheit zur Abgabe des Rieselgeldes auch ohne Entgelt bietet; weil sie damit sehr wenig

opfern, aber gleichzeitig von der Sorge für den Verbleib von großen geringwertigen Wassermengen befreit werden.

Aus der obigen Tabelle ersieht man ferner, daß italienisches Raygras und Rüben diejenigen Fruchtarten sind, welche das größte Aufzehrungsvermögen besitzen, und daß Möhren eine mittlere Stellung einnehmen. Vorausgesetzt, daß nicht noch andere, ebensogut oder besser geeignete Fruchtarten in Betracht kommen, würden daher die erstgenannten beiden sich allgemein am meisten zum Anbau empfehlen. Doch spielen in die Entscheidung hierüber mancherlei andere Erwägungen hinein, am meisten die Absatzverhältnisse, bezw. die eigene Nutzung der Früchte, wie ebenso der Umstand, ob es sich um kleine oder große Felder handelt, ob ein größerer Reinigungsgrad erzielt werden muß, oder ein geringerer genügt. Letzterer Faktor wird seinerseits wieder beeinflußt durch Lage oder Bodenbeschaffenheit der Felder, die Aufnahmefähigkeit und das Absorptionsvermögen derselben, durch die Beschaffenheit der Vorflut, wie endlich durch die Beschaffenheit der Abwasser selbst. Zu letzterem Punkte wird angeführt, daß Abwasser, die pflanzenschädliche Bestandteile, wie Säuren, gewisse Schwefelverbindungen, Eisen, Alkali, Chromsalze, Chlor u. s. w. in einigen Mengen enthalten, zur Verrieselung nicht geeignet sind, der Wiesenwuchs aber auch leidet, wenn die Abwasser höhere Anteile von Chlornatrium, oder Chlormagnesium, oder Chlorkalium enthalten. Ein Chlornatriumanteil von 500 g in 1 cbm Abwasser kann bei lange fortgesetzter Zuführung Wiesen steril machen, während er für eigentliche Wasserpflanzen unschädlich ist. Für lehmige und thonige Böden ist andererseits die Zuführung gewisser Kochsalzmengen günstig; dieselben sollten jedoch nicht über ein paar hundert Gramm pro 1 cbm Abwasser hinausgehen.

§ 496. Mit Bezug auf die Bodenbeschaffenheit wird noch angeführt, daß feinporiger Boden zwar die größte Gesamtoberfläche der Partikel giebt (vergl. im § 471), daher eine große Entfaltung der Absorptionskräfte sichert, und dadurch außer gewöhnlichen Schwebestoffen auch fermentartige und eiweißartige Stoffe für die nachfolgende Zerlegung durch Bakterien energisch zurückhält, dagegen auch leicht verschlammt und deshalb wenig aufnahmefähig ist. Reiner Sandboden äußert nur geringe Absorptionswirkungen, weil ihm die dazu nötigen Stoffe: Humus, Zeolithe und Sesquioxide, fehlen; daraus erklärt sich die Thatsache, daß sehr sandige Felder einer gewissen Reihe von Jahren (bis sich Humusstoffe gebildet haben) bedürfen, bevor der Reinigungsgrad der Abwasser sich günstig gestaltet, während sogenannter besserer (humusreicher) Boden von vornherein günstig arbeitet. Am geeignetsten erweist sich Sandboden mittlerer Korngröße mit Lehm- und Mergelanteilen, oder, umgekehrt, Lehm- und Mergelboden mit reichlichem Sandanteil. Böden mit einem größeren Gehalt an Eisenoxydul sind für die Oxydationswirkung ungünstig. — Böden mit hohem Lehm- oder Thonanteil bedürfen dichter Drainage, und haben den Mangel, daß sich in trockener Jahreszeit in der Fläche leicht tief hinabreichende Risse bilden, die ungereinigtes Wasser zur Tiefe gelangen lassen. Waldboden braucht in der Regel lange Zeit, bevor er gut arbeitet, weil er reich an Säuren ist. —

Von der Vorflut muß gefordert werden, daß die am tiefsten liegenden Teile eines Feldes sich noch in 1,2—1,5 m Tiefe drainieren lassen, ohne daß die Ausflussenden der Drains eintauchen; auch muß Rücktritt der Vorflut in die Drains ausgeschlossen sein. Der natürliche Zug des Grundwassers darf nicht so gerichtet sein, daß er in der Umgebung liegende Brunnen berührt, oder es muß die Möglichkeit vorhanden sein, ihn durch Drainage so abzuändern, daß dies vermieden wird. Ueberhaupt muß das Regime des Grundwassers der Felder so sein, oder

ohne Aufwendung großer Mittel oder beträchtliche Opfer an der Geländegröße so gestaltet werden können, daß durch die Änderungen, welche die Zuführung der Abwasser daran hervorbringen, benachbarten Grundstücken nicht Schaden zugefügt wird.

Daß nirgendwo auf den Feldern Gelegenheit zur Sumpfbildung vorhanden sein darf, ist selbstverständlich. Durch diese Anforderungen wird Gelände mit kesselartiger Oberflächengestalt in der Regel ausgeschlossen sein; diese Gestalt ist übrigens auch insofern immer ungünstig, als sie die Ueberflutung des Feldes durch fremdes (Regen-) Wasser herbeiführt.

Starke Wechsel in der Geländeoberfläche bringen hohe Herrichtungskosten der Felder mit sich, außerdem Beförderung sterilen Bodens zur Oberfläche, der die Wirksamkeit der Felder für mehrere Jahre ungünstig beeinflußt. — Ganz flache Geländegestalt zwingt zu bedeutenden Herrichtungskosten und wirkt beschränkend auf die Freiheit in der zweckmäßigen Herrichtung der Felder, und dadurch auf die Wahl der anzubauenden Fruchtarten. Am günstigsten in jeder Hinsicht ist Gelände mit gleichmäßigem nicht zu starkem Gefälle, das thunlichst in ganzer Ausdehnung von einem Höhenpunkte beherrscht wird; wenn ein gewisser Teil desselben ebene (wagrechte) Oberfläche hat, ist der Zustand vielleicht noch günstiger. Gelände mit gleichmäßiger Neigung kommt der Herrichtung in Terrassenform entgegen, die es eventuell ermöglicht, in wasserarmen Zeiten Drainswasser der oberen Stufen für die Anfeuchtung der unteren Stufen zu benutzen.

Noch andere mehr oder weniger selbstverständliche Ansprüche an Rieselland, deren Erfüllbarkeit durchaus von den örtlichen Verhältnissen abhängt, sind: nahe Lage; bequeme Zugänglichkeit von mehreren Seiten; Abwesenheit dichter Bebauung in unmittelbarer Nähe der Feldergrenzen, aber Nähe größerer Marktorte, um den Absatz der Feldererzeugnisse zu begünstigen; Möglichkeit späterer Vergrößerung; endlich thunlichst Lage der Felder im eigenen Gemeindebezirk, um Lösung der zahlreich auftretenden rechtlichen Fragen zu erleichtern.

§ 497. Kleine Rieselfelder mit gartenartiger Kultur lassen sich, ohne daß der Reinigungserfolg Schaden nimmt, zu höheren Erträgen bringen, als große Felder. Ein ähnlich guter wirtschaftlicher Erfolg wird oft auch durch Verpachtung von Riesellandflächen an Kleinunternehmer erzielbar sein. Im übrigen hängt die wirtschaftliche Nutzungsgröße der Felder davon ab, ob es sich handelt um:

- a) Gelände mit bleibender Herrichtung,
- b) Gelände mit vorübergehender Herrichtung,
- c) Gelände ohne besondere Herrichtung,

oder auch, mit anderer Einteilung, um:

- d) Anlagen, die auf kleiner Fläche große Wassermengen aufnehmen sollen, ohne Rücksicht auf einen wirtschaftlichen Ertrag,
- e) Anlagen, von welchen neben dem Zweck der Abwasserreinigung auch ein gewisser wirtschaftlicher Ertrag erwartet wird,
- f) Anlagen, welche die höchstmögliche wirtschaftliche Ausnutzung des Riesellandes sichern sollen.

Die Anlagen zu d sind eigentlich nur Filterwerke, die als Ergänzungen zu Rieselfeldern oft notwendig oder nützlich sein werden. Sie müssen gut durchlässigen Boden haben und können im Sommer, wenn sie für die Unterbringung der Abwasser nicht herangezogen zu werden brauchen, zum Fruchtanbau benutzt werden. Die Anlagen zu e sind das, was bei uns als Rieselfelder im engeren Sinne bezeichnet wird, während die zu f genannten Anlagen nur als Aushilfen dazu zu gelten haben, doch aber auch Haupteinrichtungen sein können. Bei den Filter-

werken fällt, wenn die Bodenbeschaffenheit nicht besonders günstig ist oder wenn der Betrieb nicht sorgfältig geführt wird, z. B. zeitweilige Unterbrechung stattfindet, der Reinigungserfolg leicht mangelhaft aus. Die Herrichtung der Filter kann man sich sehr verschieden denken: von Belassung der Flächen fast ganz in dem natürlichen Zustande bis zu feinerer Behandlung durch Einteilung mittelst kleiner Gräben, Dämme u. s. w. in geordnete Felder, Bildung von flachen oder auch tiefer in das Gelände einschneidenden Becken u. s. w.

Bei der Reinigung auf breiter Fläche mit einer durch den Reinigungszweck bedingten mäßigen landwirtschaftlichen Ausnutzung der Abwasser ist die Einrichtung der Felder weniger wechselnd wie vor, und ein Hauptgesichtspunkt dafür der: dieselbe der Oberflächengestalt des Geländes möglichst eng anzupassen, um die Herrichtungskosten zu ermäßigen.

Anlagen mit der höchstmöglichen landwirtschaftlichen Verwertung der Abwasser können einerseits für gartenartige Kulturen eingerichtet sein, sind andererseits aber auch mit der gewöhnlichen Feldkultur vereinbar. Anwendung vielfach bei nicht eigenem, sondern fremden Gelände, an das die nötige Rieselwassermenge gegen Entgeld oder unentgeltlich abgegeben wird. Bei ordnungsmäßiger Ausführung findet bei diesen Einrichtungen höchstmögliche Ausnutzung des Düngerwertes der Abwasser gleichzeitig mit dem höchsten Reinigungserfolg statt.

§ 498. Bei der Bestimmung der aufnehmbaren Wassermengen ist insbesondere der geforderte, bzw. zugelassene Reinigungsgrad der Abwasser maßgebend, der sich in der Beschaffenheit der Drainswasser ausspricht. Welche Ansprüche an letztere zu stellen sind, ist durch die Größe der Vorflut bedingt; mitbestimmend aber ist die Aufnahmefähigkeit des Bodens. Hoch und trocken liegender, dunkelfarbiger Boden, der von lebhaftem Luftzuge bestrichen wird oder langer Sonnenbestrahlung ausgesetzt ist, kann viel größere Wassermengen verarbeiten als tief liegender, in dumpfer oder schattiger Lage befindlicher hellfarbiger Boden.

Mangelhafte Reinigung wird dadurch erwiesen, daß das Drainswasser Ammoniak und salpetrige Säure enthält; die Keimzahl der Drainswasser bietet keinen verlässlichen Maßstab, da Beziehungen zwischen ihr und den chemischen Bestandteilen der Drainswasser aus offenliegenden Ursachen nicht vorhanden sind. Durch Reichtum der Drainswasser an Salpetersäure wird der Beweis für einen hohen Reinigungsgrad der Abwasser erbracht. Da aber Salpetersäure ein hochwertiger Pflanzennährstoff ist, wird bei Einrichtungen, die nebenbei landwirtschaftlichen Nutzen gewähren sollen, der Abfluß größerer Mengen von Salpetersäure im Drainswasser einen Verlust bedeuten; er kann auch durch die daraus hervorgehende „Verkrautung“ der Vorflut positiv Schaden hervorrufen. Der Abfluß von Salpetersäure im Drainswasser ist zuweilen so groß, daß letzteres hochwertiger für den Pflanzenanbau ist, als die ursprünglichen Abwasser; in solchen Fällen würde mehrmaliges Aufleiten der Wasser auf Felder lohnend sein. Ein vermeintlich bestehender Widerspruch zwischen der eben gemachten Angabe über das Wertverhältnis zwischen Drainswassern und Abwassern erklärt sich dadurch, daß die Drainswassermenge beträchtlich geringer ist als die Abwassermenge, aus der jene erfolgt, selbst hinzugenommen die Regenwassermenge, welche auf die Felder niedergeht, weil bei der breiten Verteilung die Verdunstung eine große Rolle spielt; dieselbe ist bis tief in den Boden hinein wirksam und wird durch Drainagen mächtig befördert. Bei Drainagen von hoher Wirksamkeit, durchlässigem Boden, zugiger und sonniger Lage der Felder zugleich mag durch Verdunstung die Drainswassermenge bis

auf etwa 30 % der Abwassermenge herabgesetzt werden. Diese Herabsetzung ist aber nicht die Folge der direkten Verdunstung aus dem Boden allein, sondern es ist bei derselben auch die Abgabe von Wasser von der Oberfläche der Pflanzen stark beteiligt. Und ein einigermaßen großer Abzug entsteht auch unmittelbar durch den Wasserverbrauch, dessen die Pflanzen zu ihrem Aufbau bedürfen; bei Grasanbau stellt sich dieser Anteil an dem Verlust am höchsten.

Bei bloßer Filtration, ohne Zwischenfruchtanbau, muß nach dem Vorstehenden die prozentige Menge, welche das Drainswasser erreicht, viel höher sein, als bei Rieselung; zu Zeiten mag aus Filtern die aufgebrachte Wassermenge, plus der Menge der Niederschläge, mit nur einigen wenigen Prozenten Abzug durch die Drains abfließen.

§ 499. Die im § 495 gemachten Angaben über die Nährstoffmengen, welche von einigen Pflanzenarten aufgenommen werden, geben die Unterlage für die Bestimmung des Landbedarfs zu Rieselfeldern. Allerdings ist der Gehalt der Abwasser an jenen Stoffen eine mit dem Ort, und in diesem wieder mit der Zeit schwankende Zahl; es ergibt sich daraus, daß eine genaue Anpassung der Zufuhr an den Verbrauch nicht erreichbar ist.

Um zu einer gewissen Annäherung an passende Werte zu gelangen, werde von der auf S. 161 gemachten Angabe: daß die im Laufe eines Jahres von einer Person ausgeschiedene Stickstoffmenge 4,12 kg beträgt, ausgegangen. Einerseits findet dadurch, daß dieser Menge in den Schmutzwassern gewisse Stickstoffmengen hinzutreten, eine Erhöhung, andererseits aber dadurch, daß nicht der volle Betrag der menschlichen Absonderungen zur „Sammlung“ gelangt, eine Verminderung statt. Letztere wird im allgemeinen überwiegen, und man geht wohl für manche Fälle (besonders gilt das für kleinere Städte) nicht sehr fehl, wenn man annimmt, daß der Verlust an der Stickstoffmenge sich auf 25—33 % beläßt; oft wird er viel höher sein. Rechnet man selbst nur 20 % Abzug, so bleiben von jenen 4,12 kg Stickstoff rund 3,3 kg. Da nun bei dem am meisten aufnahmefähigen italienischen Raygras die höchste Ernte von 1 ha einen Stickstoffverbrauch von 326 kg hat (§ 494), so folgt, daß beim alleinigen Anbau dieser Grasart 1 ha die Abwasser von $\frac{326}{3,3}$, oder rund 100 Personen aufnehmen kann. Es

würde hierbei volle Ausnutzung des hauptsächlichsten Dungstoffes im Abwasser stattfinden; daher ist diese Zahl maßgebend für solche Anlagen, bei welchen volle Ausnutzung der Abwasser erreicht werden soll (§ 497). Sie ist aber nicht maßgebend für Anlagen, bei welchen nur ein bestimmter Reinigungsgrad angestrebt wird, und landwirtschaftliche Nutzung der Abwasser Nebensache ist. Wenn, dementsprechend, verlangt wird, daß in den Drainswassern kein Ammoniak, keine salpetrige Säure, keine übermäßig große Menge von Keimen mit abgeführt werden soll, und wenn etwa der Verlust großer Mengen von Salpetersäure durch Mitführung in den Drains (oder auch durch Vergasung) als kein Uebel empfunden wird, so ist die errechnete Zahl von etwa 100 Köpfen auf ein Vielfaches, vielleicht das Zweieinhalb- bis Vierfache, d. h. auf 250—450 Köpfe vermehrungsfähig. Und diese Zahl verträgt noch eine weitere Erhöhung, wenn vor der Aufleitung die Abwasser sorgfältig von Schwebestoffen befreit werden, oder — nach Beschaffenheit der Vorflut — Einlaß der Drainswasser in ein wasserreiches offenes Gewässer stattfindet, oder wenn an die Beschaffenheit der Drainswasser nur minder hohe Anforderungen als angegeben erhoben werden. In solchen Fällen mag es nach bisherigen Erfahrungen unbedenklich sein, 1 ha Rieselland mit den Abwassern einer Kopfzahl bis

zu 800, und vielleicht noch etwas darüber, zu beschicken*). Im übrigen wird bezüglich der Bemessung der Feldergröße, sowohl nach der Kopfzahl der Stadtbewohnerschaft, als nach der Größe der auf 1 ha unterzubringenden Wassermengen, und bezüglich Verteilung derselben nach Jahreszeit und Einzelmengen, auf den Inhalt der §§ 181, 182 Bezug genommen, und nur noch hinzugefügt, daß die Breslauer Rieselfelder jährlich 25 000 cbm pro Hektar und die Freiburger 20 000 cbm pro Hektar und Jahr empfangen und die auf einmal aufzubringenden Mengen je nach der Durchlässigkeit der Felder und der Jahreszeit zwischen 25 und 100 cbm pro Hektar und mehr schwanken.

Die oben angegebenen Zahlen beziehen sich auf die reine, zum Rieselhergerichtete Fläche, welcher für Wege, Hauptabzugsgräben, Ausgleichsbecken, Gehöfte und zeitweilig brach liegende Felderteile 8—16 %, zuweilen noch darüber, hinzutreten müssen.

Es sei nur noch darauf hingewiesen, daß übermäßige Ausnutzung der Felder zur Verschlammung der Oberfläche und weiterhin auch der Bodenporen, sowie zur Erzeugung von mangelhaften — weil zu stickstoffreichen — Früchten führt. Erstere Folge zwingt zu zeitweiliger längerer Aufzertienststellung der Felder (Brache); letztere schädigt die Haltbarkeit und damit die Gebrauchs- bzw. Absatzfähigkeit der Früchte.

§ 500. Bezuglich der notwendigen Größe von Bodenfiltern haben die von Frankland schon vor 30 Jahren angestellten Versuche ergeben, daß bei regelmäßigm Betriebe — Wechsel zwischen Füllung und Leerstehen — für 1 cbm täglicher Reinigung Bodenmengen von 15—45 cbm erforderlich sind, wenn der Reinigungserfolg genügen soll, die geringere Menge bei gut durchlässigem oder eng drainiertem Boden, die größere bei Boden mit dichterer Struktur. Bei stark durchlässigem Boden muß das Filter auch größere Tiefe haben als bei dem dichteren, bei ersterem die Tiefe 1,25—1,50 m, i. M. etwa 1,33 m betragen, während bei letzterem 1 m Tiefe genügt. Berechnet man nach den angegebenen Grenzen die auf 1 ha Filterfläche in 1 Jahr reinigungsfähige Abwassermenge, so kommt man bei:

$$\begin{array}{ll} \text{günstigsten Verhältnissen auf } & \frac{365 \cdot 10\,000 \cdot 1}{15} = 244\,000 \text{ cbm}, \\ \text{ungünstigen } & \frac{365 \cdot 10\,000 \cdot 1}{45} = 81\,000 \text{ "} \end{array}$$

Mittelzahlen mögen 100 000—120 000 cbm sein.

Diese Wassermengen entsprechen Kopfzahlen von etwa 6000, bzw. 2000 bis 3000 und erweisen, in wie hohem Maße sorgfältig betriebene Bodenfilter geeignet sind, Rieselfelder zu entlasten. Es darf aber von denselben kein Reinigungserfolg erwartet werden, der denjenigen von Rieselfeldern erreicht, und es ist auch nicht anzunehmen, daß Bodenfilter, die so stark beansprucht werden, wie vorstehend berechnet ist, dauernd ihre Dienstfähigkeit bewahren, ohne daß denselben in gewissen Zeitabständen längere Ruhepausen gewährt werden.

Wie bei den Rieselfeldern ist auch bei den Filterflächen ein gewisser Zuschlag für Wege, Gräben, Gebäude, Teilungen der Einzelflächen notwendig; dieser Zuschlag mag mit 5—10 % hoch genug angesetzt sein.

§ 501. Die bleibende Herrichtung von Rieselfeldern begreift neben der dem Rieselbetriebe angepaßten Oberflächengestalt auch die Drainierung

*) Ein bekanntes neueres Beispiel bietet Zoppot, wo man 1 ha Rieselfeldfläche die Abwasser von 900 Köpfen zumutet; ob dies auf die Dauer angeht, mag fraglich sein.

der Felder, welche in der Regel notwendig ist. Durch eine bis weit ins einzelne gehende genaue Aufnahme und Kartierung der Höhengestalt des Feldes, und durch praktisches Geschick in der Verteilung der Erdmassen lassen sich, wenn große Bodenbewegungen notwendig sind, sehr beträchtliche Ersparungen an den Herrichtungskosten verwirklichen; umgekehrt können mangelhaft ausgeführte Vorarbeiten auch große nutzlos gebrachte Geldopfer erfordern. Um über den Umfang und die zweckmäßigste Anordnung der Drainage Klarheit zu schaffen, müssen den Höhenaufnahmen sorgfältig ausgeführte Bodenuntersuchungen und Festlegungen des Grundwasserstandes, sowie der Richtungen des Grundwasserstromes hinzutreten und in Profilzeichnungen dargestellt werden.

Aus den bestehenden, eventuell künstlich abzuändernden Richtungen des Grundwasserstromes ergibt sich, in Verbindung mit der Höhengestalt der Felder und der Lage des Vorflutgewässers, zunächst die zweckmäßigste Führung der Hauptabzugsgräben, die im allgemeinen den Furchungen des Geländes folgen muß, während für die Lage des Hauptauslasses und die der Nebenauslässe der höchste, bzw. die Hochpunkte des Feldes bestimmend sind. Bei der Lage letzterer ist jedoch die durch anderweitige Rücksichten (Wahl der anzubauenden Fruchtarten, Lage der Wege u. s. w.) bedingte große Einteilung in „Felder“ mitbestimmend.

Wenn die Zuführung der Abwasser mittelst Druckleitung erfolgt, muß am Hauptauslaß, um den Unterschied zwischen Zufluß und Verbrauch zu regeln, ein größeres Ausgleichsbecken angelegt, oder sonstwie für die unschädliche Unterbringung zeitweilig im Ueberschuß zufließender Wassermengen vorgesorgt werden. Gleichfalls sind an dieser Stelle Einrichtungen für wirksame Sedimentierung der Abwasser zu treffen; letztere Zweckerfüllung wird dem Ausgleichsbecken naturgemäß mit überwiesen*).

Das für die gewöhnlichen Unterschiede zwischen Zufluß und Verbrauch ausreichend bemessene Ausgleichsbecken bedarf gegen außergewöhnlich große Wechsel im Zufluß noch einer Sicherung gegen Ueberfüllung. Entweder dient dazu ein Ueberlauf, oder es ist ein Schwimmer anzuordnen, der ein Signal (tags über eine Fahne, nachts eine Laterne) sichtbar macht, dessen Erscheinen dazu auffordert, das Ausgleichsbecken zu entlasten. — Einerlei, ob ein größeres Ausgleichsbecken vorhanden ist oder nicht, muß auch ein Signaldienst eingerichtet werden, der normalen und übernormalen Druck in der Druckleitung anzeigt. Letzterer kann durch verschiedene Umstände hervorgerufen werden, z. B. auch dadurch eintreten, daß zeitweilig eine geringere Zahl von Auslaßschiebern offen steht, als für den gleichzeitigen Abfluß notwendig ist. Die zulässige Druckhöhe im Druckrohr muß durch einen Ueberlauf begrenzt werden. — Signaleinrichtungen mögen auch bei Feldern mit großen Höhenunterschieden an Nebenauslässen notwendig oder zweckmäßig sein.

Aus der Zahl der Auslässe ergibt sich, in Verbindung mit der durch die Geländegestalt vorgezeichneten Führung der Hauptzuleitungen, die erste große Einteilung der Felder, der sich die weitere Einteilung in „Schläge“ nach den Kulturarten und Kulturverfahren anschließt.

Es muß bei der Einteilung als Regel eingehalten werden: daß jeder Teil des Feldes mit Fuhrwerk erreichbar ist, und auch auf den bestellten Flächen selbst von Fuhrwerken keine längeren Wege zurückgelegt zu werden brauchen. Welche Feldergrößen sich hiernach als günstigste ergeben, hängt von der ganzen Herrichtungsweise des Geländes ab, und untersteht keiner Regel. An-

*) Auf den Freiburger Rieselfeldern sind — zum Wechselbetrieb — zwei Becken von je $80 \times 15 = 450$ qm Fläche angelegt, in welchen Flechtzäune gezogen sind, die das Wasser passiert, um größere Schwebestoffe davor abzugeben.

getroffen werden Feldergrößen von 200—500 m Länge und 80—100 m Breite = 0,3—5 ha, Felder der oberen Größe aber seltener. Für gärtnerische Kulturen haben derartige Angaben natürlich keine Geltung.

Wenn die Hauptzuleitungen als offene Gräben mit Gefällen von $1/1500$ — $1/1000$ ausgeführt werden, erreichen sie leicht bedeutende Längen und verbrauchen entsprechend große Teile des Geländes; es kann unter Umständen vorteilhaft sein, anstatt derselben geschlossene eiserne Leitungen (sekundäre Druckrohre) mit viel geringeren Längen auszuführen. Durch Verdunstung entstehen bei langen offenen Leitungen auch große Verluste an Ammoniak, mit entsprechender Vermehrung der Geruchbelästigungen; hingegen werden eiserne Leitungen relativ kostspielig und auch stark angegriffen, wenn sie nicht beständig gefüllt sind, so daß zu Zeiten Luft eindringen kann.

Für die Führung der kleineren Zuleitungsgräben zweiter und dritter Ordnung ist bestimmend, daß sie eine möglichst große Anzahl von „Schlägen“ seitlich oder an einer Ecke berühren. Diejenige Ordnung der Zuleitungsgräben, aus welchen die einzelnen Wiesenflächen, Beete und andere zur Ueberstauung eingerichtete Flächen unmittelbar beschickt werden, führt wohl den Namen Rieselgräben, der hier beibehalten werden mag. Den Rieselgräben entgegengesetzt finden sich nur selten Gräben, in welche Wasser direkt eintritt; gewöhnlich nehmen solche Gräben das Wasser aus dem Boden oder durch Vermittelung von Drains auf. Auch bei den Abflußgräben können mehrere Ordnungen aufeinander folgen.

An den Stellen, wo aus den Verteilungsgräben das Wasser in die Rieselgräben eintritt, sind Sperrungen anzubringen, die bei geschlossenen Zuleitungen aus Schiebern, bei offenen am besten aus Holztafeln oder Blechtafeln bestehen; erstere bedürfen kleiner Führungen, letztere nicht, da sie direkt in den Boden eingedrückt werden können. Bei der rohen Behandlung, welche den Sperrungen zu teil wird (namentlich im Winter bei Frost), sind Holztafeln vorzuziehen. Da vor den Sperrungen Ansammlung von Schwebestoffen stattfindet, werden an diesen Stellen zweckmäßig kleine nur in Erde geformte Schlammbecken angelegt, die auch zu Spülungen der Rieselgräben benützbar eingerichtet werden können und ihr Wasser zuweilen an ein sogenanntes Auslaßfeld abgeben. — Bei weniger festen Herrichtungen der Felder werden die Sperrungen wohl auch aus Erde oder Rasen hergestellt.

Wenn für die Unterbringung des Wassers in längeren Frostzeiten Becken in Erde, sogenannte Einstaubassins, angelegt werden, welche Bodenfilter bilden, die im Sommer, nach Versickerung und Verdunstung ihres Inhalts, in Bestellung treten, so sollten dieselben am oberen Ende der Felder und nicht am unteren liegen, da von dort aus eine Verteilung des eingesickerten Wassers in größere Bodenmassen, und dadurch eine bessere Reinigung derselben erzielt wird. Auch bleibt bei dieser Lage die Möglichkeit einen Teil der aufgespeicherten Wassermenge eventuell zur Verrieselung auf anderen Flächen zu benutzen.

Zweckmäßig würde es bei großen Rieselfeldern immer sein, am oberen Ende der Felder Teiche zu haben, in welchen namentlich im Frühjahr überschüssig zugeflossene Wassermengen vorläufig festgehalten werden, um dieselben bei Wassermangel in darauf folgenden trockenen Zeiten als Aushilfe benutzen zu können. Allerdings müßte der Inhalt der Teiche einigermaßen groß, und müßten die Fassungen derselben gegen Versickerung dicht sein. Anstatt eines großen Beckens können auch mehrere kleine Teiche, längere Grabenhaltungen von großem Querschnitt u. s. w., für diesen Zweck nützlich sein; für die günstigste Ausführungsweise sind durchaus die örtlichen Verhältnisse bestimmend.

Die Verteilungsgräben folgen, teils, um den Landverlust thunlichst einzuh

schränken, dem Zuge des stärksten Geländegefälles, das aber in gewissen Grenzen bleiben muß, damit die Böschungen nicht angegriffen werden. Etwa $1\frac{1}{100}$ dürfte die äußerste zulässige Grenze sein; zweckmäßiger sind jedoch Gefälle von $1\frac{1}{200} - 1\frac{1}{300}$. Je stärker das Gefälle, um so kürzer müssen die Abstände sein, in welchen Stauvorrichtungen in den Gräben angebracht werden, weil sonst die Gräben an den oberen Enden der einzelnen „Haltungen“ zu tief einschneiden. Die Rieselgräben erhalten, um Rückstau in denselben zu vermeiden und um gleichmäßig hohe Füllung zu sichern, Gefälle, doch nur wenig, vielleicht nur $1\frac{1}{300}$, oder noch weniger. Unter Umständen kann man das Gefälle dadurch herausbringen, daß man die Sohle beim Anschluß an den Verteilungsgraben entsprechend höher legt, als die Sohle des letzteren. Bei Anlage von Absätzen in der Sohle können mit den Rieselgräben aber auch steilere Hänge passiert werden.

Die Verteilungs- sowohl als die Rieselgräben können entweder in das Gelände eingeschnitten oder auf Dämmen geführt werden. Bei letzterer Ausführungsweise nehmen sie beträchtlich mehr Gelände in Anspruch als bei ersterer; namentlich wird in den flach zu haltenden Dammböschungen der Rieselgräben viel Geländefläche verloren. Es ist auch eine Zwischenausführung: mit Einschneiden zur Hälfte und Aufdämmung zur anderen Hälfte möglich. Dammgräben lassen viel Wasser einsickern, was in wirtschaftlichem Sinne vielleicht als ein Mangel angesehen wird; hingegen kann man sie vollständig trocken legen und leichter rein halten als die eingeschnittenen Gräben. Soll Einsickerung vermieden werden, so legt man die Dammgräben am besten mit Halbrinnen von gebranntem Thon aus. Gut geeignet sind Dammgräben, wenn das Wasser aus denselben in Furchen oder flache Gräben zwischen Beeten austritt.

Damit die Grabenböschungen sich rein halten, dürfen letztere nicht flacher sein, als daß sowohl nasse als angetrocknete Schmutzstoffe von denselben abrutschen. — Der Querschnitt aller Gräben ist aus den größten von denselben zu führenden sekundlichen Abflußmengen und dem Sohlengefälle — beides bekannte Größen — bestimmt. Ueber den dabei zu benutzenden Geschwindigkeitskoeffizienten (k) vergl. im § 280. Breite und flache Gestaltung des Grabenquerschnittes begünstigt die Verdunstung, dient aber zur Vermehrung der üblen Gerüche bei Trockenlage.

Die Notwendigkeit, daß das Wasser eine Bodentiefe von 1,2 m und mehr durchsinkt, bevor es die Drains oder einen Vorflutgraben erreicht, bezw. die andere, daß die Drains frei in die Vorflutgraben ausgehen, um jederzeit für den Luftzutritt offen zu sein, bringt es mit sich, daß diese Gräben sehr tief einschneiden und infolge davon viel Gelände in Anspruch nehmen. Um denselben zu ermäßigen, wird wenigstens der untere Teil der Böschungen mit Flechtwerk u. s. w. gesichert, auch wohl Weidenbepflanzung des oberen Teils derselben ausgeführt.

Findet Zuführung der Abwasser zum Rieselfelde in offenem Graben statt, was im allgemeinen nur bei naher Lage der Felder oder bei besonderer Geländeform möglich sein wird, so erhält dieser Graben das Gefälle von $1\frac{1}{2000} - 1\frac{1}{1000}$, wobei aber Ablagerungen vorkommen.

§ 502. Bei den Rieselfeldanlagen zu e im § 497 stehen verschiedene Herrichtungsformen zu Gebote, die man zunächst danach unterscheiden kann, ob das Gelände geneigt oder eben (wagrecht) liegt. Bei dem geneigten Gelände ist: 1. Haubau, 2. Terrassenbau, 3. Ueberstauungsbau; bei dem ebenen Gelände 1. Rückenbau, 2. Beetbau und 3. Ueberstauungs- und Einstauungsbau ausführbar. Der Haubau bietet die Vorteile, daß die Form des Geländes gleichgültig ist, und die Neigung des Hanges in ziemlich weiten

Grenzen wechseln kann; daraus folgen große Erleichterungen in der Herrichtung. Die Ausbreitung des Wassers in nur dünner Schicht gestattet, daß Wasser und Boden sich ausgiebig mit Luft sättigen, daher die Wasserreinigung begünstigt ist; andererseits wird durch die Ausbreitung in dünner Schicht die Frostgefahr vergrößert. Ferner findet Beschmutzung der Pflanzen und Beschränkung in der Wahl der anzubauenden Früchte statt; es können füglich Hänge nur zum Anbau von Gras benutzt werden. Steilheit des Hanges kann bewirken, daß das aufgebrachte Wasser nur wenig tief eindringt und sich in geringer Tiefe parallel der Oberfläche dem unteren Ende des Hanges zu bewegt. Es kann daher bei steilem Hang sowohl vom wirtschaftlichen als gesundheitlichen Standpunkt aus zweckmäßig sein, Absätze zu bilden und das abgeflossene Wasser noch auf den nächstfolgenden tiefer liegenden Hang aufzuleiten. Steiler Hang bedingt grössere Länge (30 m und noch etwas darüber), damit das Wasser die untere Seite nicht zu rasch erreicht. Ist die Neigung des Hanges gering, so darf der Hang nur kurz sein. Bei solchen, sowie bei mittleren Neigungen kann es sich empfehlen, im oberen Teil stärkere Neigung zu geben als im unteren, wodurch eine mehr gleichmässige Verteilung des Wassers erzielt wird.

Bei geringer Neigung mag man anstatt des Hangbaues auch Terrassenbau ausführen, wobei das Wasser nacheinander mehrere Stufen mit wagrechter Lage passiert; die untersten Stufen erhalten aber vielleicht keine ausreichende Düngung mehr. Die Terrassen eignen sich sowohl für Gras- als für Gemüsebau auf Beeten. Werden die Terrassen nicht in schmale Beete mit flachen Gräben zwischen je zwei Beeten eingeteilt, so stehen die Pflanzen im Wasser und die Bodenporen sind für Luftzutritt zeitweilig verschlossen, wenn grössere Wassermengen auf einmal aufgebracht werden. Jene Uebelstände lassen sich aber durch oft wiederholte Zuführung geringer Wassermengen — bloße Anfeuchtung — vermeiden. Jedoch faulen bei Benutzung der Terrassen in der vorausgesetzten Art die Pflanzenwurzeln leicht aus und droht im Winter Frostgefahr; diese Herrichtungsweise der Felder fordert daher äusserste Vorsicht im Betriebe. Das aufgeleitete Wasser muß auch sorgfältig entschlammmt werden. Der Terrassenbau kann bei schwach geneigtem Gelände auch zur Staufiltration eingerichtet werden, indem man die Terrassen mit niedrigen Dämmen umgibt. Weil dabei die Früchte mehr oder weniger tief im Wasser stehen, kann nur Grasbau stattfinden. Wenn aber die Füllung der flachen Becken auf die Wintermonate beschränkt bleibt, ist im Sommer jeder Fruchtanbau auf den Terrassen angängig. Man kann sich von Beschränkungen im Fruchtbau auch dadurch einigermaßen frei machen, daß man das eingelassene Wasser nicht bis zu ganzer Versickerung in den Flachbecken stehen lässt, sondern es schon vorher durch Oeffnung von Ablässen in dem unterseitigen Damm auf die nächstfolgende niedrigere Stufe aufleitet. Auch bei dieser Betriebsweise ist sorgfältige Entschlammung des Wassers vor dem Einlauf notwendig. Die Staufiltration besitzt darin einen Vorzug vor dem Hang-Beetbau (auch dem Rückenbau), daß auf die Herrichtung der Terrassen nicht gerade besondere Sorgfalt verwendet zu werden braucht, dieselbe daher nicht kostspielig ist. Bei mehrfacher Aufleitung des Wassers kommt der gegen die Staufiltration zu erhebende Vorwurf: daß keine Sicherheit für genügende Reinigung der Rieselwasser besteht, in Wegfall.

Beim Rückenbau, der besonders für Grasanbau geeignet ist, erhalten die Rieselgräben etwa $\frac{1}{1000}$ Gefälle, die Abflußgräben ein etwas grösseres. Man legt in den Rieselgräben in Abständen, die sich der Oberflächengestalt des Gebäudes möglichst anschließen, Stauwerke bezw. Absätze an; zweckmäßig liegen die Stauwerke etwa 50 m auseinander. Die Querneigung wird zu etwa $\frac{1}{500}$ angenommen.

Die Breite der Hänge ist dieselbe wie beim Hangbau, die passende Länge ist nach der Geländegestalt festzusetzen. Zu große Breite bringt aber Ungleichheiten in der Düngerwirkung, zu geringe dagegen Erschwerung für die Bearbeitung der Hänge mittelst Pflug mit sich. Wenn man eine Anzahl von Rückenbauten oder Teile solcher zusammenfaßt und mit Dämmen umgibt, kann man die so geschaffene Einheit auch zur Ueberstauung benutzen.

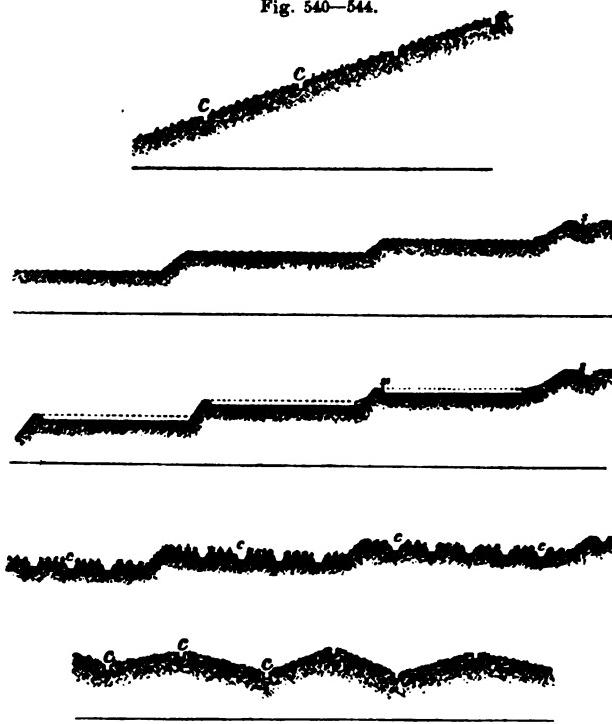
Der Beetbau, welcher zum Anbau von Hackfrüchten und anderen Gemüsen dient, wird so ausgeführt, daß zwischen je zwei Beeten von nur etwa 1 m Breite flache Gräben von 0,3 m Breite mit sehr schwachem Gefälle gezogen werden, von welchen aus das Wasser Zutritt nur zu den Wurzeln der Pflanzen nimmt, dagegen nicht auf die Oberfläche der Beete gelangt. Die Länge der Beete darf nicht groß sein, etwa 40 m nicht überschreiten; geringere Länge ist zur besseren Verteilung des Wassers nützlich. Auch die zum Beetbau eingerichteten Flächen können durch Umgebung mit Dämmen zur Ueberstauung benutzbar gemacht werden. Der Beetbau ist auch auf Terrassen, und hier auch so ausführbar, daß jedes einzelne Beet eine eigeneschmale Terrasse bildet. Für Beetbau muß der Boden sehr gut durchlässig sein, da sonst das Wasser bloß gefiltert wird, und die Pflanzenwurzeln nicht erreicht.

Die verschiedenen, vorstehend besprochenen Herrichtungsformen des Geländes sind in den Fig. 540—544 dargestellt.

Zur Benutzung im Winter werden öfter sogenannte Einstaubassins angelegt; Becken, die zuweilen große Flächenausdehnung erreichen (auf den Berliner Rieselfeldern bis 9 ha) und auch größere Tiefen erhalten, die aber meist durch die Möglichkeit genügender Vorflut begrenzt ist. Die Einstaubassins geben — auch wenn im Sommer Fruchtanbau auf der Sohle stattfindet, als bloße Bodenfilter, gewöhnlich nur einen mangelhaften Reinigungserfolg, den geringsten, wenn — wie es auf den Berliner Rieselfeldern Osdorf und Heinendorf der Fall ist — die Einstaubassins unmittelbar neben dem Hauptabzugsgraben der Felder liegen. Bei Drainierung der Sohle müßten Drains zur Verbesserung möglichst tief liegen. Um das Einsickern des Wassers zu begünstigen und Verschlammungen der Bassinsohle entgegenzuwirken, wird vor dem Einlaß von Wasser die Sohle tief umgepflügt und zwar so, daß abwechselnd hohe Kämme und tiefe Furchen entstehen. — An den Ecken der Einstaubassins sind für Zugänglichkeit Rampen anzubringen.

Eine von Gerson vorgeschlagene vorübergehende Form der Einstaubassins wird mittelst des Pflugs und nur geringer Nachhilfearbeit mit Spaten hergestellt,

Fig. 540—544.



indem auf ebenem Gelände oder an Hängen mit schwacher Neigung (höchstens $\frac{1}{100}$) mit rechteckiger Lage zu einander hohe Kämme mit dem Pflug aufgeworfen werden, deren offene Ueberkreuzungen, Lücken und andere Ungenauigkeiten man mit dem Spaten beseitigt. Die Breite der Becken an Hängen ist durch die Neigung und die Höhe des unterseitigen Kamms bestimmt. Ist der Kamm 20 cm hoch, so kann bei $\frac{1}{100}$ Neigung die Beckenbreite höchstens $20 \cdot 200 = 4000 \text{ cm} = 40 \text{ m}$ sein, wobei das obere Ende der Beckensohle mit Null ausgeht; diese Breite ist daher vielleicht auf 20—30 m zu ermäßigen. Die Becken werden aus unterirdischen Leitungen, eventuell mit Zuhilfenahme von Schläuchen gefüllt und, nachdem das Wasser eingesickert ist, und darauf die Kämme mittelst der Ackerschleife wieder beseitigt sind, bestellt. Wenn die — wiederholte — Füllung der Becken kurz vor der Ackerbestellung erfolgt, findet vielleicht volle Ausnutzung des Dünger gehaltes des Wassers statt, wogegen, wenn die Füllung im Winter geschieht, ein großer Teil der Dungstoffe im Grundwasser verschwindet. Bei dem Winterbetrieb der Becken muß daher, um gleich starke Düngung zu erzielen, die Füllung häufiger wiederholt werden als bei Frühjahrs- oder Herbstbetrieb.

§ 503. Drainage der Felder kann selbst nicht bei Rieselfeldern, die Sandboden haben, entbehort werden; nur bei Boden, der unter einer dünnen Schicht von Boden mit dichterer Struktur aus größerem Kies besteht, ist sie vielleicht unnötig. Denn Drainage hat nicht nur den Zweck der Vorfluterleichterung, sondern auch den der Verbesserung des Reinigungserfolgs, insofern als sie der Durchlüftung des Bodens dient; außerdem trägt sie zur Verdunstung von der Oberfläche und aus den Bodenporen bei.

Es wird je nach der Lage der Stränge zum stärksten Gefälle zwischen: 1. Längs- oder Parallel drainage, 2. Querdrainage und 3. Diagonaldrainage unterschieden. Bei ersterer liegen die Stränge mit 8—10 m Abstand parallel dem größten Gefälle des betreffenden Felderteils, und münden jeder für sich in den Vorflutgraben über gewöhnlichem Wasserspiegel ein. Ein Mangel ist, daß die unteren Enden der Drains leicht Beschädigungen erleiden. — Bei der Querdrainage liegen die Drains — die bei dieser Anordnung Saugdrains heißen — quer zur Richtung des stärksten Gefälles und geben das Wasser an Sammldrains ab, die der Richtung des stärksten Gefälles folgen, und ihrerseits an den Vorflutgraben anschließen. Die Querdrainage bewirkt einen mehr gleichmäßigen Wasserabzug als die Parallel drainage, dagegen ist sie für den Lüftungszweck ungünstiger, und außerdem ihr Zustand weniger gut überwachungsfähig als bei jener. Um in letzterer Hinsicht das Mögliche zu thun, und gleichzeitig die Lüftung zu befördern, empfiehlt es sich, an den Tiefpunkten der Sauge- und Sammldrains Lampenlöcher anzulegen, oder eingemauerte Schächte bis über Geländefläche zu führen. Die Diagonaldrainage weist gegen die Querdrainage nur den Unterschied auf, daß die Saugdrains mit schräger Richtung an die Sammldrains herangeführt werden.

Je undurchlässiger der Boden ist, um so dichter müssen die Drainsstränge liegen: unter den ungünstigsten Verhältnissen bis zu etwa 3 m herab. Aber auch bei stark durchlässigem Boden mit erhöhter Lage kann sehr dichte Lage der Stränge nötig sein, um Versinken des Wassers in die Tiefe und Zutagekommen desselben an Stellen, an welchen es Schaden anrichten kann, oder unzulässiger allgemeiner Erhöhung des Grundwasserspiegels vorzubeugen. Durch größere Weite der Drains läßt sich dichte Lage derselben nur bis zu geringem Grade ersetzen. Als kleinste Drainsweite sind 50 mm üblich, als größte 120 mm. Sammldrains sind nicht unter 80 mm weit. Zu Sammldrains verwendet man auch wohl glasierte Thonrohre mit Muffendichtung aus Teerstrick. Die Stöße der Drainsrohre werden am besten

mit loser Muffe oder einer Halbmuffe hergestellt; bei flacher Lage oder bei Strängen, die in der Nähe von Brunnen oder Gesträuchen passieren, sind die Stöße der Gefahr des Hineinwachsens von Wurzeln unterworfen.

Auf die Herstellung der Drainsleitungen ist große Sorgfalt zu verwenden, teils in dem Sinne, daß das Gefälle sorgfältig eingehalten wird, teils in dem anderen, daß die Drains nicht zerdrückt werden, weiter noch darin, daß nicht Sand in die Leitungen eintreten kann, endlich in dem der dichten Wiederverfüllung der Gräben nach der Verlegung. Geschieht letztere nicht mit fast peinlicher Sorgfalt — unter Ausschluß von wandelbaren oder zum starken Schwinden neigender Bodenarten —, so verbleiben oder entstehen Spalten oder Hohlräume, durch die ungereinigtes Wasser von der Oberfläche aus seinen Weg zu den Drains nehmen kann. Wegen sichernder Herstellung von Drainagen wird hier beispielsweise auf § 482 verwiesen.

§ 504. Ein paar allgemeine Gesichtspunkte, die bei der Herrichtung von Rieselfeldern festgehalten werden müssen, sind folgende:

Es empfiehlt sich, Regenwasser, das von außen den Feldern zufliest, unmittelbar in die Vorflutgräben zu leiten; auf dem Wege dahin darf das Regenwasser aber nicht über Flächen laufen, die unter regelmäßigem Rieselbetriebe stehen, teils weil dadurch Schäden an der Felderherrichtung eintreten könnten, teils weil das Wasser der Vorflutgräben vielleicht infiziert werden würde.

Um bei trockenen Feldern, für die der Abwasserzufluß in gewissen Zeiten zu gering ist, die Vegetation nicht durch Wassermangel leiden zu lassen — namentlich nicht den Grasanbau, der in trockenen Jahren ungleich wertvoller als in nassen ist —, kann es zweckmäßig sein, für Reservevorrat außer durch Aufspeicherung von Abwasser in Becken auch durch Einrichtungen zum Anfeuchten mit Grundwasser Vorsorge zu treffen. Es können dazu Brunnen oder Sammeltümpel oder Sammeldrainagen angelegt, es kann vielleicht auch Wasser aus den Vorflutgräben genommen werden. Aufleiten reinen Grundwassers kann aber für die Bodenreinigung nützlicher sein. Die geeigneten technischen Einrichtungen sind durchaus von den örtlichen Verhältnissen abhängig; unter Umständen mag man die Kraft des Windes zum Betriebe von Schöpfwerken heranziehen.

Für den Betrieb der Felder muß in den Einrichtungen derselben auf jede mögliche Erleichterung Bedacht genommen werden. Die Anzahl der Z u w e g e darf nicht knapp bemessen werden; durchschnittlich kann man rechnen, daß jedes Wiesen- oder Landstück von 2—3 ha Größe an allen 4 Seiten mit Wegen umgeben, bei geringerer Ausdehnung aber Berührung mit Wegen an 3 oder 2 Seiten genügt.

Breitere Wege werden mit Obstbaumreihen besetzt. Obstbäume pflegen auf Rieselfeldern gut zu gedeihen, leiden aber erfahrungsmäßig sehr durch Krähen, die sich auf denselben niederlassen. Es sind mit Rücksicht hierauf nur Obstbaumsorten mit steilem Wuchs und hartem Holz zu wählen, die das Aufsitzen erschweren, und wenn es erfolgt, nicht leicht brechen; es ist hiernach die Auswahl geeigneter Obstsorten etwas beschränkt.

Bei großen Rieselfeldern muß die Herrichtung mit Rücksicht darauf erfolgen, daß die Felderbestellung nicht viel kostspielige Spaten- und andere Handarbeit erfordert, vielmehr in ausgedehntem Maße mit Pflugarbeit und landwirtschaftlichen Maschinen bewirkt werden kann. Es hängen aber Besonderheiten der Herrichtung so sehr von örtlichen und teilweise außerhalb der Sache liegenden Verhältnissen ab, daß ein näheres Eingehen darauf ausgeschlossen ist. Es sei nur daran erinnert, daß z. B. die Art der Bewirtschaftung: ob ganz, ob nur teilweise in eigener Regie und teilweiser Verpachtung von Feldern, der Umstand: ob vor-

zugsweise Viehhaltung und Benutzung der geernteten Früchte in der eigenen Wirtschaft, oder vorzugsweise Anbau marktfähiger Früchte, sowie der andere: ob Aussicht besteht, einen Teil der Abwasser später an benachbarte Besitzer vorteilhaft los zu werden, und noch manches andere die Herrichtung der Felder erheblich beeinflussen kann. In jedem Falle empfiehlt es sich, bei derselben einen Sachverständigen vom landwirtschaftlichen Gebiete zuzuziehen, damit die Ausführung nicht nach rein bautechnischen Gesichtspunkten erfolgt, die bei Rieselfeld-Herrichtungen nicht herrschend sein dürfen.

Der spätere Betrieb der Rieselfelder muß naturgemäß in den Händen eines in der Bewirtschaftung von Rieselanlagen bereits erfahrenen Landwirts oder Kulturtechnikers liegen, und zwar in einer Hand zusammengefaßt, da Teilung des Betriebs etwa so, daß Technik und Verwaltung gesondert werden, zur Verwischung der Verantwortlichkeit, und dadurch leicht zu ungünstigen Ergebnissen führt. Nur die speziellen bau- oder maschinentechnischen Leistungen mag man zweckmäßig in die Hand einer Hilfskraft legen, die ihre Thätigkeit in enger Verbindung mit dem Betriebsleiter auszuüben hat.

Für den Rieselbetrieb im engeren Sinne sind Wärter anzustellen, welche genaue und strenge Instruktionen erhalten. Die Zahl derselben muß für Tag- und Nachtschichten doppelt vorhanden sein. Auf den Berliner Rieselfeldern ist jedem Rieselwärter ein eigener Bezirk mit zeitweiligen Vertauschungen unter denselben zugewiesen. Die Größe dieser Bezirke wechselt je nach Belegenheit, Herrichtungsweise u. s. w. zwischen 23 und 40 ha. Die Instruktion, welche den Wärtern erteilt wird, bedarf am Anfang bis zur vollen Einarbeitung einer gewissen Elastizität. (Die Instruktion, nach welcher die Wärter auf den Berliner Feldern Verrichtungen ausüben, findet sich im Wortlaut in König, a. a. O. mitgeteilt.)

Einige unter den deutschen Städten bewirtschaften ihre Rieselfelder für eigene Rechnung; andere verpachten dieselben ganz oder teilweise. Der Stadt verbleibt bei letzterem Modus nur eine geringe Mitwirkung beim Betriebe. Von jeder Mitwirkung der Stadt kann abgesehen werden, wenn der ganze Besitz an eine einzige Hand verpachtet wird, während, wenn mehrere Pächter da sind, oder Verpachtung nur eines Teils des Rieselandes stattfindet, der Stadt die Aufgabe der Zuteilung des Wassers an die einzelnen Pächter verbleibt. Immer ist bei derartiger Form der Pacht zu vereinbaren, daß die Pächter das Wasser jederzeit an einem bestimmten Punkte in dem Maße nehmen müssen, als es zufließt, daß die Verteilungsweise desselben auf den verpachteten Flächen ihnen überlassen bleibt, wogegen sie für Schädigungen Dritter durch nicht ordnungsmäßigen Betrieb der Rieselung haftbar sind. Unter mehreren Pächtern wird der Zufluß nach dem Verhältnis der Größe der verpachteten Flächen geteilt. Für den Fall zeitweiliger Entziehung oder Schmälerung des Zuflusses infolge von Zufüllen an der Zuleitung, oder aus sonstigen Ursachen, ist zu vereinbaren, daß dadurch dem Pächter keine Entschädigungsansprüche der Stadt gegenüber erwachsen. Bewirtschaftet die Stadt einen Teil des Feldes dauernd oder zeitweilig selbst, so muß Pächtern anderer Teile gegenüber allgemein festgesetzt werden, daß diese gegen den eigenen Verbrauch der Stadt, oder gegen die Abgabe von Wasser an später zutretende Pächter so lange nicht zu Einreden berechtigt sind, als entweder ihr Bedarf gedeckt ist, oder die Zuführung innerhalb einer gegebenen Zeit eine bestimmte Menge nicht überschreitet. Die Unterhaltung der Wege auf den Feldern mag den Pächtern überlassen werden, wogegen die Unterhaltung der Gräben notwendig der Stadt verbleiben muß.

Es ist klar, daß auch andere als die vorstehenden Formulierungen möglich sind, auf die hier aber, bei der Verschiedenheit der Verhältnisse, nicht eingegangen werden kann.

§ 505. Ueber die Kosten, welche die Abwasserreinigung auf Rieselfeldern verursacht, sind genauere Angaben selbst unter Zugrundelegung bestimmter Fälle nicht möglich. Teils mangelt die genaue Einsicht in die vorliegenden Veröffentlichungen, und währen auch die bisherigen Erfahrungen an einzelnen Feldern noch nicht lang genug, um zu Zahlen gelangen zu können, die mit der Wirklichkeit einigermaßen übereinstimmen, teils handelt es sich bei den landwirtschaftlichen Erträgen der Felder um große Wechsel nach der Oertlichkeit und nach den Jahren. Endlich können Unterschiede in dem geforderten Reinigungserfolge auch große, jede Vergleichbarkeit aufhebende Unterschiede in den Kosten hervorrufen. Es ist danach allgemeinen Angaben, wie etwa der: „daß die Kosten der Rieselung sich geringer stellen, als die Kosten chemisch-mechanischer Klärung,“ kein Wert beizulegen.

Will man Vergleiche zwischen den Rieselungskosten und den Kosten anderer Reinigungsverfahren ziehen, so muß zunächst der Unterschied beachtet werden, daß bei ersteren neben häuslichen Abwassern vielleicht Straßenwasser mit zu bearbeiten sind, während bei diesen auf Straßenwasser keine oder weniger Rücksicht nehmen. Bei der Rieselung stehen andererseits vielleicht die großen Kosten der Hebung des Wassers und der Beförderung zu den Feldern (mittelst Druckleitung) nur die ganz unbedeutenden Kosten gegenüber, welche für Zuleitung zu einer Klärstation erwachsen. — Der in dem Gelände der Rieselfelder steckende Grundwert bleibt erhalten, nimmt mit der Zeit vielleicht zu, und die Abnutzung der einfachen technischen Einrichtungen der Rieselanlagen ist vielleicht gering und, entsprechend, der für Erneuerung anzusetzende Betrag klein. Bei der chemisch-mechanischen Reinigung ist Grundwert vielleicht in kaum nennenswertem Maße vorhanden, hingegen findet große Abnutzung des maschinellen Apparates statt, und es muß dafür eine entsprechend hohe Tilgungssumme in Ansatz gebracht werden. Es sind noch zahlreiche andere Faktoren denkbar, die den Vergleich aufs äusserste erschweren, so daß selbst sorgfältig ausgearbeitete Kostenanschläge kein getreues Bild der Wirklichkeit bieten können, sondern erst die nachfolgende Erfahrung. Danach rechtfertigt es sich, die nachstehenden Kostenangaben nur ganz allgemein zu halten, und auf einige wenige zu beschränken.

Die Grunderwerbskosten dürfen mit 1000—2500 M. pro Hektar anzusetzen sein, die Herrichtungskosten der Felder bei nicht schwierigem Gelände auf 300 bis 800 M., die Drainierungskosten zwischen 400 und 1600 M. Nimmt man den Fall an, daß die Entfernung der Rieselfelder von der Stadt 6—12 km beträgt und die Förderung von Wasser dahin durch Pumpen zu bewirken ist, so mögen die auf 1 ha Rieselfeld entfallenden Druckrohrkosten leicht ebensoviel und mehr betragen als die Landankaufskosten. Werden dann noch die Kosten des Pumpenbetriebes hinzugerechnet, so stellen sich die Kosten von 1 ha fertigen Rieselfeldes auf 4000 bis 6000 M. und für 1 Kopf der Stadtbevölkerung auf 15—20 M., unter ungünstigen Verhältnissen aber weit höher.

Was die Betriebskosten betrifft, so mag unter ungünstigen Verhältnissen der Pumpenbetrieb für 1 cbm Wasser 1—1½ Pfg. pro cbm, oder 0,4—0,6 M. pro Jahr und Kopf erfordern. Diesen Kosten treten einerseits Verzinsung und Tilgung der Kosten des Pumpwerks, des Druckrohrs und verschiedener technischer Einrichtungen auf den Feldern, auch diejenigen der Wirtschaftsgebäude u. s. w. hinzu, während davon der Ertrag, den die Bewirtschaftung der Felder liefert, in Abzug kommt. Bei großen Anlagen wird die Deckung der Wirtschaftskosten leicht den ganzen Ertrag aufzehren, oder nur eine sehr geringe Verzinsung gewähren; es kann im Anfang oder in späteren ungünstigen Jahren sogar ein Zuschuß zu den Wirtschaftskosten notwendig sein. Es kann deshalb ein jährlicher Pächtertrag der Felder pro Hektar von 100—200 M. — der erzielt wird — im allgemeinen als entsprechend angesehen

werden, bei dem aber die obere Grenze auch nur für gut eingearbeitete Felder und günstige Lage derselben zu Marktorten erreicht werden dürfte.

In Berlin entsteht nach den bisherigen Erfahrungen für Fortschaffen und Reinigung der Abwasser auf Rieselfeldern ein Kostenbetrag pro Kopf und Jahr zwischen 1,5—2,0 M. Für Breslau mit sehr günstigen Verhältnissen ist bisher der weit geringere Satz von nicht voll 0,5 M. nachgewiesen, der aber schon jetzt nicht mehr ausreichen wird, nachdem die Feldergröße vermehrt, die Pachterträge aber zurückgegangen sind. In Danzig liegen die Verhältnisse noch günstiger als in Breslau. In Berlin sind sie bei den hohen Kosten des Grunderwerbs, namentlich der unvermeidlichen Miterwerbung eines sehr hohen Prozentsatzes von zur Rieselung nicht geeignetem Gelände, und bei der längst nicht immer günstigen Oberflächengestalt des Geländes recht hoch.

Die vorstehenden Angaben und Nachweise finden keine Anwendung auf kleine Rieselfeldanlagen mit Intensivkulturen, wie sie bei einzelnen Anstalten, Gefängnissen, Kasernen und anderen öffentlichen Instituten vorkommen; bei diesen stellt sich der wirtschaftliche Ertrag leicht so hoch, daß nicht nur die Kosten vollständig gedeckt werden, sondern noch ein Ueberschuf entsteht.

Bisher sind in Deutschland folgende größeren Rieselfeldanlagen bekannt: Danzig, Berlin, Breslau, Charlottenburg, Steglitz, Rixdorf, Magdeburg, Freiburg i. B., Braunschweig, Dortmund, Norderney, Zoppot; daneben besteht eine ganze Anzahl kleinerer, für Einzelinsti-tute u. s. w. dienender Rieselfelder, darunter mehrere in der Nähe von Berlin.

Als litterarische Quellen über die größeren der genannten Werke wird insbesondere auf König, Die Verunreinigung der Gewässer, Berlin 1899, verwiesen, worin teilweise sehr vollständige auf Einzelheiten weit eingehende und von ausführlichen Zeichnungen begleitete Beschreibungen der Anlagen mitgeteilt werden.

Ueber die Berliner Rieselfelder hat A. Roechling in den Excerpt. Min. of Proceed. of the Inst. of Civ. Engineers, London, eine Monographie veröffentlicht. Eingehende Mitteilungen darüber enthalten die alljährlich erscheinenden Verwaltungsberichte des Magistrats von Berlin. — Die Rieselfelder von Zoppot sind beschrieben und dargestellt in der Zeitschr. f. Bauw. 1900.

d) Biologisches Reinigungsverfahren oder Oxydationsverfahren.

§ 506. Der Entstehungs- und Ausführungsweise des biologischen Verfahrens in England und den Vereinigten Staaten von Nordamerika und den daraus zu ziehenden Schlüssefolgerungen sind besondere Kapitel gewidmet, auf welche hier zurückverwiesen wird. Die Ergebnisse deutscher wissenschaftlicher Forschung stimmen mit den in Amerika und England gemachten Feststellungen nicht durchgängig überein. Es wird bei der großen Bedeutung, die das Verfahren voraussichtlich in der Zukunft erlangt, geboten sein, Entstehung, Gang und Feststellungen, wozu Wissenschaft und Praxis in Deutschland bisher gelangt sind, hier klar zu legen.

Die Anfänge des Verfahrens reichen bis in die 60er Jahre zurück, als Frankland d. Ä. als Mitglied der englischen Rivers-Pollution-Commission die Wirkungsweise intermittierender Filtration genauer untersucht, und dieselbe als ein brauchbares Mittel für Reinigung städtischer Abwasser erkannt hatte. Die genauen Ergebnisse dieser Arbeiten sind in dem 1870 erschienenen „First Report der Royal Commission“ verzeichnet.

Die Verfasser des Berichts sind damals nur zur Kenntnis der Thatsache selbst, nicht aber zur Erklärung der Ursachen derselben vorgedrungen. Sie befürworteten die sogenannte „intermittierende Filtration“, d. h. das Aufbringen von Abwassern auf natürlichen Boden, unter Einhaltung von Ruhepausen zwischen je zwei Beschickungen. Indem zwar in dieser Hinsicht die intermittierende Filtration mit dem biologischen Reinigungsverfahren übereinstimmt, dagegen in anderen davon abweicht, muß man allerdings näher

kennen. Da sich aber beide Verfahren in der Ausführung so nahe kommen können, daß der Unterschied fast verschwindet, und da die intermittierende Filtration sich nach ihrer praktischen Ausführung als eine bloße Vereinfachung des biologischen Verfahrens darstellt, zu der man von diesem aus leicht gelangt, wird im folgenden nur von dem biologischen Reinigungsverfahren gehandelt; es genügt das um so mehr, als ein paar Beispiele zur Ausführung intermittierender Filtration bereits S. 739 ff. vorausgeschickt worden sind.

Nur wenig später, Anfang der 70er Jahre, war es Alexander Müller in Berlin gelungen, einen tieferen Einblick in die Oxydationsvorgänge bei Schmutzstoffen organischer Herkunft zu gewinnen. Müller hatte erkannt, daß denselben Ursachen biologischer Natur zu Grunde liegen. Er drang in seinen Forschungen bis zur Feststellung eines bestimmten Reinigungsverfahrens vor, für das er am 11. Dezember 1878 reichspatentlichen Schutz nachsuchte. Sein Patentanspruch, der erst unterm 24. Juni 1880 bewilligt wurde, lautete:

„Die Desinfektion, Reinigung und Verwertung faulender Abwasser, welche von störenden Schlammstoffen zu befreien, und bei verschiedener Natur getrennt zu halten sind, durch rationelle Kultur von hefenartigen Organismen bei Temperaturen zwischen 25 und 40° C., unter Fernhaltung bezw. Beseitigung physiologisch hinderlicher Substanzen, und unter Zusatz förderlicher Substanzen, mit nachfolgender Abseitung und zymotischer Nitrifikation auf gut gelüfteten Filterbetten, und unter eventueller Absorption der lästigen Gase in passend drainiertem Land.“

Es sollte danach das zu reinigende Wasser mit „hefenartigen“ Organismen versetzt, und deren Entwicklung durch Wärme befördert, also ein Gärungsvorgang erzeugt, und Vollendung der Umsetzung durch nitrifizierende Organismen bewirkt werden.

Der Erfinder hat auch einige Anstrengungen gemacht, um seine Ideen zu verwirklichen; doch hat auch die damalige, in Verbindung mit dem Kulturtechniker Schweder bewirkte Schaffung einer kleinen Versuchsanlage nicht ausgereicht, um das Verfahren so weit auszureifen, daß dasselbe Eingang in die Wirklichkeit hätte gewinnen können. Etwa gleichzeitig mit Alex. Müller soll (nach König a. a. O.) W. East vorgeschlagen haben, die Abwasser durch einen Zusatz von stark faulenden Flüssigkeiten in beschleunigte Fäulnis zu versetzen, in das „ausgefaulte“ Wasser Luft einzupressen, es dann zu filtrieren und schließlich durch Rieselung noch weiter zu reinigen.

Es bedurfte aber erst weiterer wissenschaftlicher Feststellungen über die Natur und den Verlauf der Oxydation stickstoffhaltiger organischer Stoffe, bis die Aufmerksamkeit der Praxis sich der Sache zuwendete, und es geschah dies auch erst eine Reihe von Jahren später, nachdem insbesondere die französischen Naturforscher Schlössing und Müntz (1877), sowie der Engländer Warington, und noch später Wollny, mit den überraschenden Ergebnissen ihrer Arbeiten über Nitrifikation in die Öffentlichkeit getreten waren.

Soviel bekannt, war der erste, der sich der Sache bemächtigte, der Massachusetts State Board of Health, der vom Jahre 1889 an in seiner Versuchsstation zu Lawrence die Wirkung der Filtration auf die Reinigung von Abwassern in der vielseitigsten Weise untersuchen ließ. Die über diese Arbeiten veröffentlichten Reports sind an mehreren Stellen des Buches erwähnt und benutzt worden.

Erst etwas später traten die Engländer auf den Plan. Im Jahre 1891 veranlaßte die Main-Drainage-Commission von London ihren Chemiker Dibdin zu einer Nachprüfung der in Lawrence gefundenen Resultate, die so günstig ausfiel, daß bald danach Versuchsfilter in London und in noch einigen anderen englischen Städten

(Sutton) angelegt wurden, und zwar trotz des Lächelns, welches den Dibdinschen Resultaten und Ansichten anfangs von vielen Seiten zu Teil ward.

Seitdem ist bereits eine umfangreiche Litteratur über „die biologischen“ Verfahren entstanden, aus der die dem Verfasser bekannt gewordenen wichtigeren Arbeiten hier vorab angeführt werden mögen.

1. Dibdin. Purification of Sewage and Water. London 1897.
2. Schweder. Die Versuchsanlage zur Reinigung städtischer Abwässer in Groß-Lichterfelde. Leipzig 1898.
3. Schmidtmann, Proskauer, Elsner, Wollny, Baier und Stoof. Berichte über die Prüfung, bezw. den Abbruch der vorgenannten Versuchsanlage durch die staatlich eingesetzte Sachverständigen-Kommission in der Vierteljahrsschr. f. gerichtl. Mediz. u. öffentl. Sanitätsw. 3. Folge 1898, Bd. 16, Suppl.-Heft, und bezw. in 3. Folge 1900, Bd. 19, Suppl.-Heft.
4. Bruch. Das biologische Verfahren zur Reinigung von Abwässern. Berlin 1899.
5. Thudichum. Bacterial Treatment of Sewage. London.
6. Dunbar. Beitrag zur Kenntnis des Oxydationsverfahrens zur Reinigung von Abwässern in der Vierteljahrsschr. f. gerichtl. Mediz. u. öffentl. Sanitätsw. 3. Folge 1900, Suppl.-Heft, auch in einem Sonderdruck aus der vorgenannten Quelle enthalten, der unter dem Titel: „Gutachten betr. Städtekanalisation und Verfahren für Abwässerreinigung“, Berlin 1900 erschienen ist.
7. Dunbar und Zirn. Beitrag zur Beurteilung der Anwendbarkeit des Oxydationsverfahrens für die Reinigung städtischer Abwässer; an denselben Stellen wie vor veröffentlicht. Es ist dazu ein in Bezug genommener Beitrag Dunbars anzuführen, den die Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspf. Bd. 31 enthält.
8. Schmidtmann, Proskauer, Elsner, Wollny, Baier und Thiesing. Bericht über die seitens der Sachverständigen-Kommission an der Versuchskläranlage für städtische Abwässer auf der Pumpstation zu Charlottenburg angestellten Versuche. Diese Arbeit ist an den zu 3. angegebenen Stellen veröffentlicht.

Was die wissenschaftliche Aufklärung der Vorgänge in den Filtern, den Einfluß, den die Materialbeschaffenheit der Filter übt, und das Verhalten der Filter im Laufe ihrer Benutzung betrifft, so sind die Dunbarschen, zu 6. und 7. genannten Arbeiten grundlegend, obwohl noch manche Fragen offen lassend; die zu 8. angeführten Arbeiten, welche sich auf einen Versuch im großen beziehen, bilden eine Ergänzung dazu. Unter Verweisung auf die Quellen selbst sollen nachstehend nur die wesentlichsten Ergebnisse, welche bisher festgestellt sind, mitgeteilt werden, wobei vorab zu bemerken ist, daß alle zu Grunde liegenden Versuche an offenen Filtern, ohne vorheriges Passieren der Abwasser durch einen sogenannten Faulraum, ausgeführt worden sind.

§ 507. Die allgemein verbreitete Auffassung: daß die Zersetzung der im Abwasser gelöst enthaltenen Stoffe sich während der Zeit vollziehe, in der das Filter gefüllt steht (bezw. langsam durchflossen wird), und daß dem Filter während der nachfolgenden Ruhepause hauptsächlich die Aufgabe der Verarbeitung ungelöster organischer Bestandteile zufalle, ist bisher unerwiesen. Was erstere Leistung betrifft, so zeigten Versuche von Dunbar, daß bei einem gut eingearbeiteten (reifen) Filter, unmittelbar nachdem das Wasser mit demselben in Berührung gekommen ist, eine starke Abnahme der Oxydierbarkeit, welche auch fortgeht, stattfindet, jedoch bei längerem Verweilen des Wassers im Filter immer geringer wird.

Der plötzlich einsetzende Prozeß kann nicht mit biologischen Vorgängen erklärt werden, sondern ist als Absorptionswirkung, d. h. als eine chemisch-physikalische Ausfällung und Bindung der ausgefällten Stoffe an die Oberflächen des Materials, aus welchem das Filter besteht, aufzufassen. Neben der Absorption finden indes im gefüllten Filter auch Zersetzungsvorgänge statt.

Besteht aber die Hauptwirksamkeit des gefüllten Filters in der Absorption der gelösten Stoffe, so muß notwendig die Periode, in welcher das Filter leer steht, von hervorragender Bedeutung für die Zersetzung der organischen Stoffe sein, da ja im anderen Falle sich bald eine Verschlammung der Hohlräume des Filters herausstellen würde, und dies selbst dann, wenn die Zersetzung durchaus in der Form der Verwesung stattfände, da auch bei dieser größere Mengen von Stoffen zurückbleiben, die weder zu verflüssigen noch zu verflüchtigen sind. In der That handelt es sich um die Form der Verwesung, da in dem mit der Luft des Freien in unmittelbarer Verbindung stehenden Filter nicht nur der in den Hohlräumen enthaltene Sauerstoff aufgezehrt, sondern mit großer Energie noch Sauerstoff aus dem Freien entnommen — „angerissen“ — wird. Die Energie, mit welcher dies geschieht, läßt künstliche Zuführung von Luft — durch Einpressen oder Ansaugen — als unnötig — doch aber nicht als überflüssig — erscheinen.

Die — bisherige — Auffassung, wonach das „Reifwerden“ eines Filters lediglich als Ausdruck der genügenden Anhäufung von Bakterien aufzufassen sei, ist unhaltbar; neben derselben kommt die chemisch-physikalische Beschaffenheit des Filtermaterials in Betracht, die in erster Linie die Eigenschaft haben muß, eine möglichst hohe Entfaltung der Absorptionskräfte hervorzubringen. Gleichzeitig muß das Material auch so beschaffen sein, um neben der qualitativen eine befriedigende quantitative Leistung zu ergeben, bezw. der baldigen Verschlammung des Filters zu begegnen. Fehlschläge, welche dagewesen sind, dürften ihre Ursache in der Nichtbeachtung gerade dieser Rücksichten haben.

Bei der Absorptionswirkung der Filter, sowie bei den Zersetzungsvorgängen in denselben, sind jedenfalls die Korngröße, die Struktur und gewisse chemische Bestandteile des Filtermaterials beteiligt. In beiden Richtungen erweist sich feinkörniges Material günstiger als grobkörniges. Die Struktur der einzelnen Körner ist dagegen von geringerer Bedeutung, als bisher allgemein angenommen wurde. Dunbar fand, daß die qualitative Leistung von Filtern aus dem stark porösen Bimstein diejenige von viel weniger poröser Schlacke nicht erreichte. Ein geringer Gehalt der Filter an Eisen beeinflußt die Mengenleistung der Filter — vermöge der Festhaltung von Sauerstoff durch das Eisen — günstig. Hierin beruht vielleicht die höhere Leistungsfähigkeit von Kokefiltern; es können aber in Filtern aus ganz glattwandigen Kieskörnern die Absorptionswirkungen durch einen geringen Eisenzusatz derartig gesteigert werden, daß sie denjenigen der Kokefilter nicht nachstehen; andererseits wird durch den Eisenzusatz die Verschlammung der Filter stark begünstigt. Die viel verbreitete Auffassung, daß ein gewisser Kalkgehalt des Filtermaterials die Wirksamkeit des Filters wesentlich erhöhe, fand Dunbar nicht bestätigt. Trotzdem erscheint ein gewisser Kalkgehalt schon aus dem Grunde vorteilhaft, daß er als Base für die bei der Oxydation entstehenden Säuren — die, neben anderen Wirkungen, das Bakterienleben beeinträchtigen könnten — nützlich ist.

Hinsichtlich der Mengenleistungen der Filter ist die bekannte Thatsache, daß ein sogenanntes „reifes“ oder eingearbeitetes Filter besser wirkt als ein frisches, bis zu gewissem Grade auf die Vermehrung der Mikroorganismen im Filter zurückzuführen. Aber mit der Zeit steigt nicht nur die Bakterienzahl, sondern es wird die ganze Flora und Fauna des Filters vielseitiger. Es treten höhere Lebewesen auf, die sich fast ausschließlich nahe der Oberfläche einnisteten, wo sie sowohl hinreichenden Sauerstoff, als reichliche Nahrung in dem niedergeschlagenen Schlamm haben. Mit der vermehrten Zufuhr an organischen Stoffen erhöht sich die Energie in der Wirkung der genannten Faktoren, erhöhen sich die Temperatur

des Filters und der Gasaustausch. Es kann sich aber die Arbeitsenergie des Filters nicht im geraden Verhältnis mit der vermehrten Zufuhr vergrößern, weil die Vermehrung der Menge unzersetzer Stoffe hemmend wirkt, und gleichzeitig durch die starke Entwicklung von Kohlensäure, Verwitterungsvorgänge des Filtermaterials eintreten, welche die endlich erfolgende Verstopfung der Hohlräume des Filters beschleunigen helfen.

Das „Reifwerden“ eines Filters ist bei Material mit glatter Oberfläche, wie z. B. Kies, großenteils in der Zufuhr organischer Stoffe, welche die Oberfläche der einzelnen Körner mit der Zeit mit einer klebrigen Schicht bedecken, begründet. Diese — nicht mehr faulnisfähigen — Stoffe erhöhen nicht nur die rein mechanische Wirkung des Filters, sondern besitzen auch ein großes Vermögen für die Absorption von Sauerstoff. Daher kommt es, daß Kiesfilter, die anfangs qualitativ weit weniger leisten als Filter aus Koke oder Schlacke, nach längerer Betriebsdauer letztere erreichen, sie sogar in Bezug auf die äußere Beschaffenheit der behandelten Wasser, namentlich in der Erzielung von Klarheit übertreffen. Aber die Zunahme der qualitativen Wirksamkeit der Kiesfilter vollzieht sich auf Kosten der Menge; und zwar erfolgt die Abnahme der Menge bei Kiesfiltern in viel grösserem Maße als bei Koke- oder Schlackefiltern.

§ 508. Quantitative und qualitative Leistung eines Filters sind abhängig von der Korngröße, Kornform und der Struktur des Materials. Sie bestimmen den Gesamthohlraum (das sogenannte Porenvolumen), also die Größe der Beschickung, und sie bestimmen bis zu einem gewissen Grade auch die Länge der Zeit, welche zum Füllen, bzw. Leerlaufen eines Filters notwendig ist.

Bei Kies schwankte die Beschickungsgröße nach 10 Tagen bei den Korngrößen von 2—3 mm und denjenigen von 10—20 mm zwischen 26,5 und 34,4 %, bei Koke mit denselben Korngrößen wie vor zwischen 40,6 und 43,4 %. Folgende Tabelle gibt nähere Auskunft über die Beschickungsgröße bei Filtern aus einer Reihe verschiedener Materialien, und die Aenderungen, welche dieselben bei wiederholten Beschickungen erleiden.

Beobachtet nach der Beschickungszahl	Beschickungsgröße in % der Filter aus						
	Tierkohle	Holzkohle	Bimstein bei 3—7 mm Korngröße	Koke	Kies	Schlacke 3—10 mm	Koke 10—30 mm
1	77,1	69,1	62,4	42,1	41,2	60,7	55,6
2	55,1	57,3	52,7	36,5	33,9	50,8	53,7
10	46,1	56,7	44,4	—	26,7	45,9	51,8
50	43,9	46,7	38,1	35,1	19,4	35,3	48,8

Die Tabelle erweist, daß nach der ersten Füllung die Beschickungsgröße allgemein stark abnimmt, dann aber die Abnahme sich immer mehr verlangsamt; sie ist am grössten bei Kies, am geringsten, und auch am meisten ausgeglichen, bei Koke.

Was die Dauer, die zum Beschricken erforderlich ist, betrifft, so versickerte das Wasser bei der 50. Beschickung und auch später noch bei der groben Koke, der Schlacke und dem Bimstein fast ohne jede Verzögerung, wogegen das Kiesfilter von dem Zeitpunkt der erreichten Reife ab zum Füllen eine sehr viel längere Dauer als vorher erforderte.

Den grössten Reinigungserfolg — ausgedrückt durch die Abnahme der Oxydierbarkeit des Wassers — zeigten im Anfang Tierkohle und feine Koke; bei der 10. Füllung hat der Kies, und bei der 50. auch die Schlacke etwa denselben Reinigungserfolg erreicht, wie die beiden erstgenannten Stoffe, während Holzkohle und Bimstein noch zurückbleiben. Die grobe Koke bleibt von etwa der 10. Füllung an im Reinigungserfolg weit hinter demjenigen der anderen untersuchten Stoffe zurück.

Die durch die Versuche klargelegten Thatsachen sind ersichtlich dazu geeignet, bei Planverfassungen, vergleichenden Kostenberechnungen, betreffend die Wahl des in dem besonderen Falle zweckmäigsten Filtermaterials, als Grundlage zu dienen.

§ 509. Das Gesamtergebnis aus den von Dunbar angestellten vielseitigen Versuchen (über deren Art und Einzelheiten in der oben zu 6 genannten Quelle nachgelesen werden muß) ist, soweit es für die Praxis unmittelbare Bedeutung besitzt, etwa folgendes:

Das Oxydationsverfahren ist großen Wechseln im Bedürfnis leicht anzupassen. Man kann damit, allerdings auf Kosten der Menge, einen sehr hohen Reinheitsgrad, und andererseits da, wo ein geringer Reinheitsgrad genügt, eine hohe Mengenleistung erreichen. Bei Filtern aus feinkörnigem Material kann aber der Betrieb nur wenig gesteigert werden, ohne daß die Gefahr zu geringer Mengenleistung entsteht; bei grobkörnigem Material ist die Sachlage anders. Bei Filtern aus sehr grobem Kies kann man durch einen in vorsichtiger Weise gemachten Eisenzusatz (etwa Miteinbetten von Nägeln in die Kiessschüttung), ohne Gefahr einer zu großen Einschränkung der Mengenleistung, den Reinigungserfolg nicht unwesentlich erhöhen. Dies erklärt sich so, daß auf der Oberfläche der Kieskörner eine Schicht von Eisenoxyd gebildet wird, welche trotz der Größe der Hohlräume eine kräftige Absorptionswirkung hervorruft.

Materialien, welche gelöste organische Stoffe an der Oberfläche festhalten (absorbieren), absorbieren in der Regel auch Sauerstoff mit gleich großer Energie. Sie eignen sich deshalb nicht nur zum Festhalten faulnisfähiger Stoffe, sondern ermöglichen auch eine schnelle Zersetzung derselben. Erfolgt letztere nicht, so wird die Absorptionskraft des Filters sehr bald erschöpft.

Die Absorptionskräfte gelangen um so mehr zur Geltung, je größer die Oberflächenentfaltung der Bestandteile des Filters ist. Letztere wächst in großem Verhältnis mit der Kornfeinheit (vergl. auf S. 752). Aber das Porenvolumen der Filter aus Feinkorn ist geringer als dasjenige der Filter aus Grobkorn, und auch die Zeit, welche zur Füllung und Entleerung erforderlich wird, größer. Filter, die den größten Reinigungserfolg ergeben, stehen daher in ihren Mengenleistungen hinter denjenigen, welche einen geringeren Reinigungserfolg liefern, zurück. Dies gilt aber nur mit der Einschränkung, daß es sich um Filtermaterial von gleicher chemischer Beschaffenheit und von gleicher Struktur handelt.

§ 510. Teils zur Ergänzung, teils zu Feststellungen darüber, ob und inwieweit sich die in Versuchen mit kleinen Filterkörpern gefundenen Ergebnisse, welche vorstehend mitgeteilt sind, im großen bestätigen, haben Dunbar und Zirn Versuche mit Filtern von 2 bis etwa 200 cbm Inhalt, die mit Abwassern des Hamburger Krankenhauses in Eppendorf beschickt wurden, ausgeführt. Das Wasser wurde zu Tageszeiten entnommen, an welchen ihr nach der Oxydierbarkeit ermittelter Gehalt an organischen Schmutzstoffen nicht geringer war, als derjenige der Abwasser von Städten mit einem Wasserverbrauch von etwa 100 l für 1 Kopf und Tag. Die Abwasser passierten vor dem Aufbringen auf die VersuchsfILTER einen kleinen Sandfang, in welchem sie so viel von ihren Schwebestoffen abgaben, daß der verbleibende Rest noch etwa 200 mg (Trockenrückstand bei 110° erlangt) betrug.

Versuche mit Kokefiltern der Korngröße von 10—30 mm, in welchen in 336tägiger Dauer das Filter etwa 1000mal (zuweilen 6mal täglich) beschickt wurde, das Wasser nur etwa 15 Minuten im Filter verblieb, die Zwischenpausen am Tage kurz waren, das Filter aber die ganze Nacht über leer stand, also Versuche, von welchen nur ein geringer Reinigungserfolg erwartet werden konnte, zeigten, daß sich mit einem solchen Betriebe eine so weit gehende Reinigung erzielen läßt, daß in dem Abfluß Schwefelwasserstoff nicht mehr in denjenigen Mengen gebildet wird, daß das Fischleben in dem aufnehmenden Gewässer gefährdet wird. Auch wenn der Abfluß in kleinere Gewässer gelangt, sind sinnlich wahrnehmbare Veränderungen des Gewässers — außer der Verkrautung desselben — nicht zu befürchten. Bei 6maliger täglicher Beschickung muß aber damit gerechnet werden, daß in der Dauer eines Jahres eine etwa 2malige Reinigung des Filters (Abspülen der Kokekörper) notwendig ist. 1 cbm Filterkörper genügt bei dieser Reinigung für die Verarbeitung der Abwasser von 25 Personen

mit einem Wasserverbrauch von je 100 l pro Tag, daher 1 ha 1 m tiefes Filter für 250 000 Personen. Derartige Anlagen sind besonders für Städte an größeren Wasserläufen, aber auch als Ergänzungen zu Rieselfeldern, wenn die Größe derselben knapp ist, oder zur Aushilfe in regenreichen Jahren geeignet, wenn der Boden große Aufnahmefähigkeit besitzt, oder das Vorflutgewässer auf kurzem Wege erreicht wird.

Versuche mit Filtern aus Koke (10—30 mm), Kies (5—25 mm) und Ziegelschotter (10—25 mm), bei welchen das Filter täglich nur einmal beschickt wurde, und das Wasser 4 Stunden lang im Filter verblieb, ergaben einen wesentlich höheren Reinigungserfolg als er durch Kalkklärung erreichbar ist; für das Vorflutgewässer genügt eine etwa 3—4fache Verdünnung, um Beschädigungen des Fischlebens oder grobsinnliche Veränderungen auszuschliessen. Die Mengenleistung der Filter aus Ziegelschotter war stets etwas größer als diejenige der Kiesfilter, und der Reinigungsgrad der Abflüsse, unter Voraussetzung gleicher Mengenleistungen, reichlich so gut wie bei letzteren. Es fanden im Laufe des Betriebes folgende Veränderungen in der Aufnahmefähigkeit statt:

	Kies-filter	Ziegelschotter-filter
Anfang	40,9 %	43,2 %
nach 97tägigem Betrieb	20,9 "	31,2 "
, 145 " ,	18,9 "	20,2 "

In Versuchen mit Filtern aus feinkörniger Schlacke und Kies mit der Zusammensetzung, daß 100 Gewichtsteile enthielten bei:

Körner	Schlacke		Kies 1,5 Teile
	> 7 mm: 18 Teile	< 3 mm: 12 Teile	
,	zwischen 7 u. 5 "	46 "	26 "
,	" 5 , 4 "	21 "	24,5 "
,	" 4 , 3 "	12 "	21 "
,	" 3 , 2 "	0 "	10,5 "
,	< 3 mm	3 "	0 "
,	2 ,	0 "	16,5 "

und wobei das Wasser zeitweise 2, zeitweise auch 4 Stunden in den Filtern verblieb, fand sich: bezüglich der Ausflüsse aus dem Schlackenfilter, daß die Behandlung genügt, um die komplizierteren Verbindungen des Kohlenstoffs, Stickstoffs und Schwefels so weit zu zerlegen, bzw. die Einzelbestandteile so weit mit Sauerstoff zu beladen, dass Zersetzung, die zur Bildung stinkender Gase führen, nicht mehr möglich sind. Dagegen wurde der — in der Entstehung von Salpetersäure sich bekundende — höchste Grad der Oxydation in den ersten Monaten des Betriebes nicht, vielmehr erst später erreicht. In der Frühperiode verließ der größte Teil des vorhandenen Stickstoffs das Filter in der Form von Ammoniak; das Ammoniak kann aber durch nachfolgende Sandfiltration (die auch ein völlig klares und in der Regel farbloses Filtrat ergibt) zum größten Teile abgeschieden werden. In den Abflüssen des Schlackenfilters gedieh Fischleben. Die Aufnahmefähigkeit des Filters, welche im Anfang 32,8 % betrug, war nach 400maliger Füllung auf 29,7 % zurückgegangen. Bei den Kiesfiltern der angegebenen Zusammensetzung war der Reinigungserfolg ebenso gut wie bei dem Schlackenfilter; d. h. es wurden die Schmutzstoffe in beiden Filtern etwa gleich gut zurückgehalten. Aber das Kiesfilter hatte nicht die Fähigkeit, diese Stoffe mit derselben Kraft zu zersetzen wie das Schlackenfilter. Es bildeten sich daher im Filter stärkere Ablagerungen, und es blieb auch ein Rest unzersetzter, fäulnisfähiger Stoffe in demselben zurück. Kiesfilter von der angegebenen Zusammensetzung müssen daher an ihrer Leistungsfähigkeit in nicht langer Zeit stark einbüßen.

Versuche mit vorausgehender Behandlung auf einem Grobfilter und nachfolgender auf einem feineren Filter: Das Grobfilter bestand aus Koke, von 10—30 mm Korngröße; die Feinfilter aus Koke, Schlacke oder Kies hatten Korngrößen von 3—10 mm. Das Wasser verblieb im Grobfilter etwa 10 Minuten, welche genügten, um eine größere Menge unlöslicher Stoffe abzuscheiden und die Oxydierbarkeit des Wassers um etwa 38 % herabzusetzen. An das eine Grobfilter schlossen sich drei Feinfilter an, so, daß erstere 3mal stärker benutzt wurde als letztere. Die Aufenthaltsdauer (Ruhe) in den Feinfiltern war 2—4 Stunden, und die Beschickung derselben erfolgte täglich nur einmal. Die doppelte Behandlung ergab einen außerordentlich befriedigenden Reinigungserfolg; dagegen blieb die Mengenleistung hinter den Erwartungen zurück. Schon nach einer Betriebsdauer von wenigen Monaten hatte sich der Eintrittswiderstand der Feinfilter so stark vergrößert, daß die Füllungsdauer, die beim Kokefilter (1,75 cbm) anfänglich nur 10 Minuten erforderte, sich auf 30 bis 44 Minuten verlängerte, und beim Kiesfilter von 5 auf 38 Minuten. Nur das Schlackenfilter ließ

sich nach wie vor in etwa 10 Minuten füllen. Ueber die gleichzeitige Verminderung der Aufnahmefähigkeit der Filter geben nachstehende Zahlen Aufschluß:

	Aufnahmefähigkeit, ausgedrückt in Monatsmitteln beim:			
	Kokefilter	Kiesfilter	Schlackenfilter	A
1. Monat	37,9 %	27,8 %	39,8 %	32 %
2. "	37 "	23,5 "	37,8 "	30 "
3. "	35,9 "	20,1 "	38,7 "	29,4 "
4. "	34,4 "	17,6 "	36,8 "	28,9 "

In der mit A überschriebenen Spalte sind zum Vergleich mit dem gleichzeitigen Vorgange bei einem Schlackenfilter, das ohne Benutzung eines Vor(Grob)filters betrieben wurde, die betreffenden Zahlen hinzugefügt.

Die bisher vorgeführten Ergebnisse sind bei Versuchen gewonnen, in welchen auf den Tag nur eine einmalige Beschickung des Filters fiel, dasselbe also lange Ruhepausen hatte. Die Ergebnisse sind, wenn man davon absieht, daß es sich um Abwasser von einer bestimmten Beschaffenheit, mit nicht gerade starker Verunreinigung (S. 807) handelte, abschließende. Dies ist zwar nicht ganz der Fall mit den Ergebnissen anderer Versuche, bei welchen die Zahl der täglichen Beschickungen auf zwei, drei und sechs erhöht wurde; immerhin sind die Ergebnisse nach einer besonderen Richtung hin bestimmt genug, um ein gewisses Eingehen auf dieselben auch an dieser Stelle zu rechtfertigen. Die Versuche gabeln sich in solche mit nur einmaligem und mit zweimaligem Durchgang des Wassers: durch Grob- und Feinfilter.

Versuche mit zweimaliger täglicher Beschickung eines Schlackenfilters, 2stündigem Verweilen des Wassers im Filter, und einer Ruhepause des Filters von 2 Stunden zwischen den beiden Beschickungen ergaben, daß der — sehr günstige — Reinigungserfolg bei beiden Beschickungen keinen Unterschied aufwies, daß aber die Aufnahmefähigkeit bei den beiden Füllungen nicht dieselbe war. Bei der nach einer etwa 15stündigen Ruhezeit erfolgenden zweiten Füllung sank sie von 35,4 % im Anfang, im Laufe von 3 Monaten auf 32,4 %; bei der anderen Füllung waren die entsprechenden Zahlen immer um einige Prozente geringer. Zu einem Urteil darüber, ob die zweimalige Füllung wirtschaftlich vorteilhaft ist, reichen diese Versuche wegen ihrer Kürze nicht aus.

Versuche mit Grob- und nachfolgender Feinfiltration und zweimaliger täglicher Beschickung des Filters, unter Anwendung eines Grobfilters aus Koke, und Feinfiltern bezw. aus Koke und Kies, wobei von letzteren auf das eine Grobfilter drei Feinfilter kamen, ergaben einen höheren Reinigungserfolg als ohne Anwendung eines Grobfilters: hinsichtlich der Aufnahmefähigkeit zeigten sich bei den beiden aufeinander folgenden Füllungen ähnliche Unterschiede, wie sie vorher angegeben sind; bei dem Kiesfilter waren aber die Unterschiede größer als bei dem Kokefilter. Ueber die Wirtschaftlichkeit auch dieses Modus wurde ein bestimmtes Urteil nicht gewonnen.

Bei Versuchen mit dreimaliger täglicher Beschickung eines Schlackenfilters, wovon jede 8 Stunden in Anspruch nahm, und 4 Stunden auf die Zeit entfielen, während welcher das Filter gefüllt stand, und 3 Stunden auf Ruhepausen, ergab sich in der Herabsetzung der Oxydierbarkeit noch ein sehr günstiger Erfolg (um 80,9 %), und die Reinigung erfolgte bei der dritten Tagesfüllung noch ebenso wirksam als bei der ersten. Die Aufnahmefähigkeit des Filters ging aber rasch zurück, da sie sich im Laufe von nur 13 Tagen von anfänglich 36,7 % auf 25,7 % verminderte. Bei dieser starken Verminderung war der Eisengehalt der Schlacke wesentlich beteiligt.

Eigentümliche Ergebnisse fanden sich bei Versuchen mit einem Koke-Grobfilter und nachfolgender Feinfiltration durch Koke-, Kies- und Schlackenfilter, in welchen das Grobfilter wiederum 3mal so oft als die Feinfilter, also 9mal am Tage beschickt wurde. Die Oxydierbarkeit war etwas weniger weit herabgesetzt als bei dem vorhergegangenen Versuch (mit Weglassung der Grobfiltration). Auch die Mengenleistungen waren anfänglich nicht sehr zufriedenstellend, und die für die Füllung der Filter notwendige Zeitdauer nahm stark zu: Von $\frac{1}{2}$ Stunde bei dem Koke-Feinfilter, 27 Minuten beim Kiesfilter und 18 Minuten beim Schlackenfilter stieg sie im Laufe von nur 8 Wochen bei allen 3 Filtern auf $1\frac{1}{2}$ Stunden. Umgraben der Oberfläche erwies sich dagegen nicht von nachhaltigem Nutzen, und ebensowenig eine 8tägige Ruhepause (die nach englischen Veröffentlichungen zur Wiedergewinnung kurzer Füllungsdauer dienen soll). Auch die Fortnahme einer Schicht von 20 cm

Dicke an der Oberfläche der Filter hatte nur einen rasch vorübergehenden Erfolg. Die Aufnahmefähigkeit der Feinfilter sank — in monatlichen Mitteln ausgedrückt — wie folgt:

Betriebsmonate	Kokefilter	Kiesfilter	Schlackenfilter
1.	35,3 %	21,3 %	35,3 %
2.	33,8 "	21,3 "	34,2 "
3.	31,1 "	18,7 "	32,9 "
4.	31,7 "	17,9 "	32,5 "
5.	31,9 ,*)	19,2 ,*)	30,8 "

Der Rückgang der Aufnahmefähigkeit ist nicht allein Folge der allmählichen Verschlammung des Filters, sondern es kommt davon ein gewisser Teil auch auf Rechnung der dichteren Lagerung des Materials, welche nach und nach stattfindet. Es würde erwünscht sein, auch über letzteren Vorgang genaue Feststellungen vorzunehmen, weil sich daraus vielleicht Schlüsse über die zweckmäßigste Kornbeschaffenheit bzw. Mischung verschiedener Korngrößen ergeben könnten.

Aus den genaueren Zahlen über den Rückgang der Aufnahmefähigkeit folgern die Autoren die wichtige Thatsache, daß längere Lüftungsperioden anstatt der Wiederauffrischung der Aufnahmefähigkeit nur den Erfolg haben, daß der Schlamm im Filter austrocknet. Sobald derselbe wieder aufgeweicht wird, geht die Aufnahmefähigkeit des Filters wieder auf das vor der Lüftungsperiode bestehende Maß zurück.

Dennoch scheint es dem Verfasser, daß, wenn zwischenzeitlich dem Oxydationsfilter eine längere Ruhepause gewährt wird, dies für die Erhaltung desselben günstig ist. Wahrscheinlich wird dadurch dem Filtermaterial eine gewisse Schonung zu teilen, und ebenso ist es denkbar, daß, wenn die Reinigung des Filters an das Ende einer Ruheperiode verlegt wird, die lang genug war, damit das Filter gut austrocknen konnte, die Reinigung sich einfacher und wirksamer ausführen läßt, als bei nassem Zustande des Materials. Hierüber kann erst längere Erfahrung im endgültigen Betriebe von Oxydationsfiltern Gewißheit liefern. Daß aber durch längere Ruhepausen allein — ohne Zuhilfenahme von Waschung des Filtermaterials — keine vollständige Wiederbelebung eines Oxydationsfilters möglich sei, erachtet Verfasser durch die Dunbar-Zirnschen Versuche — trotz der gegen seitigen Auffassung, die in England herrscht — als außer Zweifel gestellt.

Ein Kontrollversuch mit einem Schlacken(Fein)-filter, der zu den in Rede befindlichen angestellt wurde, lieferte zwar etwas günstigere als die verzeichneten Resultate, doch nicht so günstige als erwartet worden waren. Die Autoren sind aber der Ansicht, daß die vorliegende Versuchsreihe nicht vollständig genug ist, um ein sicherstehendes Urteil darüber zuzulassen, ob durch „forcierten“ Betrieb (semalige tägliche Beschickung) die Mengenleistung erheblich vergrößert werden kann oder nicht.

Die letzte Versuchsreihe betraf einen noch stärker forcierten Betrieb, nämlich die sechsmalige tägliche Beschickung eines Schlackenfilters mit 8—10 mm Korngröße. Auch die Ergebnisse dieser mit einem Filterkörper von 64 cbm Größe angestellten Versuche waren teilweise eigentümliche, da sich z. B. die Erwartung, daß schon durch die Verlängerung der Füllungsdauer die Durchführung dieser Betriebsweise bald zur Unmöglichkeit werden würde, nicht bewahrheitete. Hingegen trat rasch eine starke Veränderung der Aufnahmefähigkeit des Filters ein: von 40% im Anfang auf 10,7% in der Dauer nur eines Monats.

Danach erscheint bei Filtern aus feinkörnigem Material wie hier, ein derartig forciertes Betrieb „praktisch“ nicht empfehlenswert. Der Reinigungserfolg war allerdings noch unerwartet hoch, doch minder günstig, als bei weniger forciertem Betriebe.

§ 511. Wie schonend der Betrieb von Oxydationsfiltern auch geführt wird, immer ist mit dem Eintritt der Undienstfähigkeit nach einer mehr oder weniger langen Betriebsdauer durch allmähliche Verschlammung zu rechnen.

*) Beeinflussung durch eine zwischenliegende 8tägige Ruhepause.

in deren Weitergang zwar der Reinigungserfolg gewinnt, dagegen die Mengenleistung des Filters sich verringert.

Der Grad der Wirtschaftlichkeit des Oxydationsverfahrens hängt bei gegebenem Material in hohem Maße von der richtigen Bestimmung desjenigen Zeitpunktes ab, zu welchem eine Reinigung der Filter (Wiederbelebung) ausgeführt wird. Dunbar und Zirn empfehlen, diesen Zeitpunkt als gekommen anzusehen, sobald die Aufnahmefähigkeit des Filters bis auf etwa 25 % herabgegangen ist. Dies gilt selbstverständlich nur für diejenigen Materialien, mit welchen die im Vorstehenden mitgeteilten Versuchsergebnisse gewonnen wurden, und ohne Rücksicht auf die Beschaffungskosten des Filtermaterials; es spricht dabei auch wesentlich die Intensität des Betriebes mit. Je stärker der Betrieb forciert wird, um so kürzer ist die Zeit bis zur Verschlammung, hauptsächlich wegen des rascheren Fortgangs der Verwitterung des Filtermaterials. Je größer die Zahl der täglichen Beschickungen, um so stärker sinkt auch die Aufnahmefähigkeit des Filters, und zwar in größerem Verhältnis als die Zahl der täglichen Beschickungen zunimmt. Danach müssen die auf 1 cbm Abwasserreinigung berechneten Kosten der Wiederbelebung eines Filters bei intensiver Benutzung eines Filters höher ausfallen, als bei schonendem Betriebe. Dass letzterer dadurch günstiger werde, lässt sich jedoch nicht allgemein behaupten, namentlich so lange nicht, als keine Klarheit über die zweckmäßigste Art und Weise der Ausführung der Wiederbelebung geschaffen ist. Letztere erfordert zwar weiter nichts als eine sorgfältige Befreiung der Körner, aus welchen das Filter besteht, von anhaftendem Schlamm, die durch Abspülung erzielt wird. Da aber die Abspülung sehr intensiv geschehen muss, da sie bei verschiedenem Material auch wohl sehr verschieden wirkt, so ist vielleicht eine einmalige Abspülung ungenügend, wenn nicht Vorrichtungen hinzukommen, oder Apparate benutzt werden, über deren zweckmäßigste technische Durchbildung heute noch nichts feststeht. Dunbar und Zirn meinen, dass das Abspülen in dem Filterbecken selbst, ohne das Material aus demselben herauszuschaffen, ausführbar sei, allerdings nicht in der Weise, dass dasselbe in seiner Lage belassen wird, sondern so, dass eine vollständige, in einer Ecke beginnende und zur gegenüberliegenden Ecke vor schreitende Aufarbeitung vorgenommen wird. Die Ausführung derselben und die geeigneten Apparate oder Geräte hierzu kann man sich in vielfacher Weise denken, die aber immer von der Form und Größe u. s. w. des zur Verfügung stehenden maschinellen Apparates abhängig ist.

Neben den Kosten der Wiederbelebung (bei welcher auch ein gewisser Verlust von Filtermaterial stattfindet) spielen Unterhaltung sowie Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten eine Rolle; Dunbar und Zirn halten für notwendig, für letztere Posten 10 % anzusetzen.

Durch einfache Rechnungen lässt sich leicht ein Ueberblick über die ungefähren Kosten gewinnen, welche die Reinigung von 1 cbm Abwasser durch Oxydationsfilter verursacht. Für ein betreffendes Beispiel soll angenommen werden, dass täglich 1000 cbm Abwasser zu behandeln sind, und dass die Wahl zwischen Einrichtung zur 1-, 2- oder 3maligen Beschickung der Filter pro Tag freigestellt ist. Bei ersterer mag die Wiederbelebung der Filter nach 1—2, i. M. nach 1½ Jahren, bei der 2maligen in 2 Jahren 3mal, bei der 3maligen dagegen in Zeitabständen von nur ½ Jahr notwendig sein. Diese Zahlen setzen eine Herabminderung der Aufnahmefähigkeit der Filter auf etwa 25 % der Größe der Filterkörper voraus:

Die erforderliche Menge des Filterkörpers ist hierbei:

$$\begin{array}{lll}
 \text{bei täglicher 1maliger Füllung} & 4 \cdot 1000 = 4000 \text{ cbm} \\
 , & 2- , & \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot 1000 = 2000 , \\
 , & 3- , & \frac{1}{3} \cdot 4 \cdot 1000 = 1333 ,
 \end{array}$$

Beim Preise von 10 M. für 1 cbm Filterinhalt, fertig hergestellt, sind die Anlagekosten bzw. 40 000, 20 000 und 13 333 M.

Für Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten, einschließlich der Ergänzungen und Reparaturen werden 10% angesetzt, mithin Jahresausgaben von bzw. 4000, 2000 und 1333 M. erforderlich.

Bei dem Ankauf des Geländes, der allgemeinen Herrichtung desselben, der Einrichtung eines kleinen Dienst- und Geräteraumes, ist vorzusehen, daß über dem Bedarf an Filterfläche hinaus ein Zuschlag notwendig ist, der für ein kleineres Gelände naturgemäß höher angenommen werden muß, als für ein größeres. Unter Voraussetzung der Dicke der Filterschicht von 1 m stimmen die Zahlen für den kubischen Inhalt der Filter mit der erforderlichen Netto-Flächengröße überein; für die größeren scheint ein Zuschlag von 50%, für die mittleren von 75% und für die kleinste von 100% angemessen zu sein. Rechnet man als Ankaufskosten des Geländes (einschließlich der Kosten, welche Herrichtung und kleine Baulichkeiten verursachen) 8000 M. pro Hektar, und nimmt man an, daß Verzinsung des ganzen Kapitals und Tilgung von nur einem Teil desselben 5% erfordert, so entstehen folgende Kosten:

$$\begin{array}{lll} \text{1-malige tägliche Füllung: } & 1,5 \cdot 0,4 & .8000 \cdot 0,05 = 240 \text{ M.} \\ \text{2-} & , & 1,75 \cdot 0,2 \cdot .8000 \cdot 0,05 = 140 \text{ "} \\ \text{3-} & , & 2,0 \cdot 0,1333 \cdot .8000 \cdot 0,05 = 107 \text{ "} \end{array}$$

Die Kosten der laufenden Wartung der Anlage, Bedienung der Stellvorrichtungen, Be seitigen des Schlammes, Instandhaltung der Wege auf dem Gelände, der Einfriedigung u. s. w., sind übereinstimmend für jede der drei Betriebsmodalitäten mit 1500 M. jährlich anzusetzen.

Die Kosten der Wiederbelebung der Filter einschließlich des Ersatzes kleiner Abgänge an dem Material dürften bei jeder Ausführungsweise nicht unter 2,5 M. für 1 cbm betragen, daher für 1 Jahr sich wie folgt stellen:

$$\begin{array}{lll} \text{bei 1-maliger täglicher Beschickung } & \frac{2}{3} \cdot 4000 \cdot 2,5 & = 6667 \text{ M.} \\ \text{, 2- } & , & 1 \frac{1}{3} \cdot 2000 \cdot 2,5 = 7500 \text{ "} \\ \text{, 3- } & , & 3 \cdot 1333 \cdot 2,5 = 10000 \text{ "} \end{array}$$

Uebersichtliche Zusammenstellung der Jahreskosten.

Zahl der täg- lichen Be- schickungen	Verzinsung u. Tilgung		Kosten			Kosten berechnet auf	
	der Bau- kosten der Filter	der Kosten für An- kauf u. Her- richtg. des Geländes	der laufenden Wartung der Filter	der Wieder- belebung der Filter	Gesamt- kosten	1 cbm Abwasser	1 Kopf und Jahr
	M.	M.	M.	M.	M.	Pf.	M.
1	4000	240	1500	6667	12407	3,40	1,0—1,3
2	2000	140	1500	7500	11140	3,05	0,9—1,2
3	1333	107	1500	10000	12940	3,55	1,1—1,4

Die Kosten erscheinen hiernach im allgemeinen nicht geringer als bei chemisch-mechanischer Reinigung, wogegen allerdings der Reinigungserfolg erheblich höher liegt.

Der Anblick der obigen Zahlen lehrt weiter, daß die Anlagekosten des Filters eine sehr bedeutende Rolle spielen, und daß sie es eigentlich sind, die darüber entscheiden, ob eine mäßige, oder eine forcierte Ausnutzung der Filter wirtschaftlich vorteilhaft ist. Während bei dem oben vorausgesetzten mäßigen Preise des Filtermaterials von 10 M. für 1 cbm die Jahreskosten sich nicht wesentlich verschieden stellen, ob man die eine oder andere Betriebsweise wählt, doch die mäßige Beanspruchung der Filter eine gewisse Ersparnis erhoffen läßt, würde das Sachverhältnis ein ganz anderes werden, wenn 1 cbm Filtermaterial etwa 20 oder 30 M., oder noch darüber kostete. In diesem Falle würde der Nutzen des forcierten Betriebes mehr und mehr zur Geltung kommen. Man kann also vielleicht die Regel aufstellen: daß je geringer die Kosten des Filtermaterials, um so mehr ein mäßiger Betrieb der Filter in Vorteil kommt,

und, umgekehrt, je höher jene sind, um so mehr ein forciertes Betrieb angezeigt erscheint. Wenn man nun hinzunimmt, daß die mäßige Anspannung des Werkes, weil sie größere Sicherheit für gleichmäßig gute Leistungen und gegen Betriebsstörungen gewährt, weil sie weniger sorgfältige Ueberwachung erfordert, und noch andere Gründe zu ihren Gunsten sprechen, grundsätzlich im Vorzuge vor dem forcierten Betriebe ist, so wird man in dem besonderen Falle, daß mehrere Materialarten mit großen Preisverschiedenheiten zur Auswahl stehen, leicht veranlaßt sein, sich zu Gunsten des Materials von geringerer Qualität und billigerem Preise zu entscheiden, und einen langsamen Betrieb einrichten, vorausgesetzt allerdings, daß die geringere Qualität noch zur Erfüllung der Anforderungen, die an den Reinheitsgrad und die Mengenleistung gestellt werden, genügt, und nicht die Platz- oder Landerwerbsfrage den Ausschlag gibt.

§ 512. Ueber die Frage: ob einfache, oder doppelte Filtration (Grob- und Feinfiltration) einzurichten sei? wird teilweise durch die vorstehend hervorgehobenen Momente mit entschieden, teilweise vielleicht auch durch die besondere Beschaffenheit der Abwasser, welche die Vorbehandlung in einem Grobfilter als notwendig oder wirtschaftlich vorteilhaft erscheinen lassen kann. In der Regel wird die Doppelfiltration nur in Frage kommen, wo die Erreichung eines hoch liegenden Reinheitsgrades der Abwasser notwendig ist. Es tritt aber noch eine andere Seite hinzu: das Grobfilter kann erheblich größere Wassermengen reinigen als die nachfolgenden Feinfilter, wenngleich weniger vollkommen; jenes paßt sich daher viel größeren Wechseln als dieses im Zufluß an. Mithin wird es möglich sein, mit einer aus Grob- und Feinfiltern bestehenden Oxydationsfilteranlage auch Abwasser zu reinigen, deren Mengen größere Schwankungen erleiden, während dies bei einem ausschließlich aus Feinfiltern bestehenden Werk unmöglich sein dürfte, wenn die Wechsel im Zufluß nicht innerhalb nahe zusammenliegender Grenzen bleiben. Die Hinzufügung von Grobfiltern zu einer entsprechenden Anzahl von Feinfiltern bietet daher das Mittel, nicht nur die Wasser aus dem Trennsystem, sondern auch diejenigen aus dem Schwemmsystem zu reinigen — zu Zeiten längerer Regen vielleicht weniger vollkommen als bei Trockenwetter —, doch aber bei der stärkeren Verdünnung in Regenzeiten noch ausreichend, um unzulässige Schädigungen des Vorflutgewässers zu vermeiden.

§ 513. Die Dunbar-Zirnschen Versuche folgten dem Verfahren nach Dibdin, welches — in einem Teile — als „Fermentation ohne Entstehung stinkender Gase“ zu charakterisieren ist, wogegen bei Benutzung eines Faulraumes stinkende Gärung entsteht. Unbestimmt ist, ob und in wie weit der Faulraum etwa die Stelle eines Grobfilters mit Nutzen vertreten kann. In dieser Richtung — wie auch sonst — bedarf es noch weiterer Arbeiten, um das biologische Verfahren allseitig klarzustellen. Die Auffassung aber: daß die kostspielige Hinzufügung eines Faulraumes sich in vielen Fällen lohne, scheint nicht gerade häufig anerkannt zu werden. Die Gegensätzlichkeit beruht wohl zumeist auf der nach der Beschaffenheit der Abwasser stark wechselnden Wirkungsweise des Faulraumes. Wenn mit demselben eine wesentliche Vorbereitung des Wassers für die nachfolgende Filtration: durch Zerlegung von organischen Stoffen („Ausfaulen des Wassers“) stattfindet, so kann dieselbe von höchster Wirksamkeit nur bei noch ganz frischen Abwassern sein, dagegen nur mindere Wirksamkeit üben, bzw. unwirksam bei Wassern sein, die bereits mehr oder weniger ausgefault sind, bevor sie den Faulraum erreichen. Für Reinigung von Abwassern aus großen Kanalisationsnetzen, die bis zur Ankunft im Faulraum eine längere Reihe von Stunden bedürfen,

scheint der Nutzen des Durchganges besonders in dem Falle gering zu sein, daß die Temperatur dieser Wasser einigermaßen hoch liegt. Die Sachlage ist wahrscheinlich umgekehrt, wenn die Abwasser aus kleinen Kanalisationen herzufließen und die Reinigungsanstalt im Gebiet selbst, oder unmittelbar an der Grenze desselben liegt. In jedem Falle leistet jedoch der Faulraum (der allseitig geschlossen sein muß) einiges für die Befreiung der Abwasser von Schwebestoffen, und für Herstellung einer gewissen Gleichmäßigkeit in der Beschaffenheit der Abwasser; er ist aber für diesen beschränkten Zweck zu kostspielig, und durch andere weniger teure Einrichtungen, Sandfang, oder mechanische Reinigung durch Rechen (Riensch-Apparate, oder offene Sedimentierbecken) ersetzbar. Während aber eine Anlage mit Faulraum für die unmittelbare Umgebung nicht lästig wird, ist es noch nicht zweifellos, ob dasselbe auch bei einer größeren Anlage ohne Faulraum stattfindet. Doch muß hinzugefügt werden, daß die Frage über Sein oder Nichtsein des Faulraumes, oder bedingtes Sein desselben, erst durch exakte Versuche oder längere einwandfreie Feststellungen im praktischen Betriebe entschieden werden kann, zumal noch die Gewißheit darüber fehlt, ob der geschlossene Faulraum durch ein offenes Becken ersetzbar ist. Wenn es möglich wäre, in dem offenen Becken auf der Oberfläche eine Luft abhaltende Schlammsschicht künstlich zu erzeugen, so würden damit für die Thätigkeit der die Zerlegung von Faulstoffen bewirkenden Bakterienarten etwa dieselben Bedingungen geschaffen sein, welche für sie im geschlossenen Faulraum bestehen, und man würde dann in manchen Fällen das offene Becken vorziehen. Diese Frage und andere, wie z. B. die nach der richtigen Größe des geschlossenen Faulraums, bezw. des offenen Faulbeckens harren zur Zeit noch der Klärung, da man vorläufig noch nichts weiter weiß, als daß sowohl zu kurzer als zu langer Aufenthalt des Wassers im Faulraum für den Reinigungserfolg ungünstig sind. Letztere Seite kann erst in längerer Erfahrung und auch nur in jedem Einzelfalle entschieden werden.

§ 514. Dunbar und Zirn haben auch die wichtige Frage nach der Menge und Beschaffenheit des bei der biologischen Reinigung von Abwassern sich ergebenden Schlammes in den Bereich ihrer Arbeiten einbezogen.

Der Schlamm, der sich in Filtern bildet, welche absatzweise beschickt werden, in welchen daher das Wasser sich eine gewisse Zeit hindurch in Ruhe befindet, wonach die Filter jedesmal eine Ruhepause durchmachen, besteht zum weitaus größten Teile aus nicht mehr fäulnisfähigen Stoffen — wie auch schon bei den Versuchen in Lawrence festgestellt wurde, vergl. auf S. 288 — ist daher gesundheitlich einigermaßen harmlos; er schlägt sich aus Spülwasser in verhältnismäßig kurzer Zeit (1—2 Stunden) vollständig nieder. Dieser Schlamm ist zwar wasserreich — von 67—90 % Wassergehalt — lässt sich aber auf gut durchlässiger Unterlage in 2—3 Tagen zu einer „stichfesten“ Masse trocknen und geht dabei auf etwa $\frac{1}{5}$ der anfänglichen Raummenge zurück. Die Schlammmenge ist weit geringer als diejenige, die sich bei den chemisch-mechanischen Klärverfahren ergibt; sie betrug bei den Hamburger Versuchen nur etwa $\frac{1}{3}$ so viel. Aus 1 cbm Koke-Großfilter wurden nach 1000maliger Beschickung 325 l Schlamm gewonnen, dagegen aus 1 cbm Koke-Feinfilter — das ohne vorhergegangene Großfiltration betrieben war — schon nach 400maliger Fällung 363 l, Mengen, welche erweisen dürften, daß in dem Feinfilter die Zersetzung- und daher auch die Verwitterungsvorgänge viel intensiver verlaufen als in dem Großfilter. Die Schlammmengen sind aber starken Wechseln unterworfen: In den Dunbar-Zirnschen Versuchen ergaben drei Feinfilter, bezw. aus Koke, Schlacke und Kies, die mit Wasser beschickt waren, das vorher ein Koke-Großfilter passiert

hatte, nach je 348maliger Beschickung bzw. 135, 138 und 71 l Schlamm aus 1 cbm Filter.

Als Düngmittel scheint der Schlamm aus Oxydationsfiltern nur sehr geringen Wert zu haben, da der Gesamtstickstoff nur 0,57—1,46% des Trockenrückstandes ausmachte.

Uebrigens muß hinzugefügt werden, daß die vorstehenden Angaben der Ergänzung durch Beobachtungen an anderen Stellen mit anderer Beschaffenheit der Abwasser bedürftig sind.

§ 515. Einige Ergänzungen der Versuche sind bereits durch mehrere Versuchsreihen geschaffen worden, welche in Charlottenburg an vier großen Probefiltern ausgeführt wurden. Der ausführliche Bericht darüber ist in der zu 8. oben angeführten Quelle veröffentlicht, auf welche hier um so mehr verwiesen werden muß, als die Versuche, die zum Teil als Vorbereitung für die Ausführung einer Oxydationsfilteranlage für die Stadt Charlottenburg dienen sollten, in den aller-verschiedensten Richtungen abgewandelt worden sind. Die Ausführung der Versuche lag in den Händen einer staatlichen Sachverständigenkommission.

Von den drei Filtern bestand eins aus Koke und Sand, das andere aus Granitschotter, Kies und Sand, das dritte aus Ziegelschotter und Sand*). Während es sich bei den Dunbarschen Versuchen um ein nicht mit Fabrik-abflüssen versetztes Abwasser von mittlerer Verunreinigung handelte, lag in Charlottenburg ein anders geartetes, mit Abgängen aus Fabriken von mancherlei Art, aus Laboratorien, Werkstätten u. s. w., ziemlich stark versetztes Abwasser vor. Diese Beschaffenheit wird in dem Bericht über die Versuche insofern als „günstig“ bezeichnet, als durch das Gelingen derselben der Beweis erbracht ist, daß das Oxydationsverfahren sich wohl für die Abwasser aus der Mehrzahl der in ähnlicher Lage befindlichen Städte eignet.

Den Schlußfolgerungen, zu welchen die Verfasser des Berichts gelangten, und welche nachstehend wiedergegeben sind, ist die einschränkende Bemerkung vorangestellt: „daß sie nur für gleiche oder ähnliche Verhältnisse wie die in Charlottenburg bedingungslos zulässig sind“. Dieselben haben folgenden Wortlaut:

Hinsichtlich der chemischen Wirkung ist die Verwendung von Kies allein zur Reinigung des Abwassers ebenso wenig zu empfehlen, wie diejenige von Kies, der mit Ziegelschotter durchschichtet ist. Dagegen machen die Versuche — in Uebereinstimmung mit den von Dibdin, Dunbar, Schweder u. a. gefundenen Ergebnissen — es wahrscheinlich, daß Koke von bestimmter feiner Körnung als geeignetstes Filtermaterial in erster Linie in Betracht zu ziehen sein wird.

Für den praktischen Betrieb ist Stehenlassen des Abwassers im Filter bis zu 2 Stunden ausreichend. In einzelnen Fällen wird zur Erzielung eines guten Effektes womöglich schon die Hälfte dieser Zeit genügen. Dagegen wurde beim ununterbrochenen Durchleiten der Abwasser durch die Filter wohl eine mechanische Befreiung von größeren Schwebestoffen, aber keine die Fäulnisfähigkeit des Abwassers hindernde Beschaffenheit erreicht.

Es ist für den absatzweisen Betrieb der Filter erforderlich, das Abwasser durch mechanische Vorklärung von größeren suspendierten Teilen thunlichst zu befreien, bevor es auf die Filter kommt.

Dagegen ist der Filtration voraufgehendes 24ständiges Stehenlassen des Rohwassers in offenem Behälter, sofern dadurch Fäulnis erzielt werden soll, für die Klärfähigkeit (Reinigungserfolg) nicht von Bedeutung.

Die Befürchtung, daß Kälte den Betrieb stören könnte, scheint für Temperaturen bis zu -10°C . nicht berechtigt; die Eigenwärme des aus der Leitung kommenden Abwassers genügt, um die Filter frostfrei zu halten**).

*) Abbildung und Beschreibung der Anlage in der Vierteljahrsschr. f. gerichtl. Medizin und öffentl. Sanitätsw. 1898, Bd. 16, Supplementheft.

**) In Flinsberg hat sich der Betrieb selbst bei der Temperatur von -24° aufrecht er-

Für die Wiederbelebung der Filter ist ihr Gehalt an Luft von Bedeutung. Deshalb ist eine luftabschließende Bedeckung derselben zu vermeiden, und die Anbringung von Vorrichtungen, durch welche Luft in die Filter gedrückt werden kann, zweckentsprechend und empfehlenswert.

Die gut übereinstimmenden bakteriologischen Ergebnisse lassen sich dahin zusammenfassen, daß für den bakteriologischen Effekt das Füllmaterial nicht von erheblicher Bedeutung ist. Nach zweistündigem Stehen im Filter zeigt sich die relativ größte Abnahme aller Arten von Bakterien, so daß auch hier dieser Zeitraum dem 24stündigen Stehen (des Abwassers im Filter) praktisch vorzuziehen sein wird. Die Abnahme der Bakterienzahl ist jedoch niemals so groß, daß die in dem vereinigten Wasser übrig bleibende Anzahl der Keime einem nennenswerten Effekt in epidemiologischer Beziehung gleichkäme. Vielmehr werden beim Einleiten in Flussläufe erforderlichen Falles, je nach den Umständen des Einzelfalles gleiche Vorsichtsmaßregeln am Platze sein, wie bei den nur durch Sedimentierung gereinigten Abwassern.

§ 516. Wenn auch über das biologische Verfahren durch die bisherigen Forschungen bereits so viel Licht verbreitet ist, als der Techniker in den gewöhnlichen Fällen der Praxis für die Lösung des ihm zufallenden Teils der Aufgabe bedarf, so bleibt der wissenschaftlichen Arbeit doch noch sehr viel zu thun, um zu voller Klarheit durchzudringen, so weit, daß auch bei gewöhnlicher Beschaffenheit der Abwasser ohne lange Vorversuche, oder ohne Probieren ein einigermaßen sicheres Urteil über die Anwendbarkeit des Verfahrens abgegeben werden kann. Es sei dazu nur kurz auf folgende wenige Punkte aufmerksam gemacht:

Es laufen in dem Verfahren Vorgänge physikalischer, chemischer und biologischer Natur nebeneinander her; die Grenze zwischen denselben ist noch unbestimmt. Die biologischen Vorgänge können entgegengesetzter Art sein: neben Oxydation (durch aerobe Bakterien) kann gleichzeitig Reduktion (durch anaerobe Bakterien) stattfinden; beide Vorgänge können auch aufeinander folgen. Die vielfach gehegte Ansicht von der vollständigen Trennung der Rollen der beiden genannten Bakteriengattungen ist heute wohl noch als ein im ziemlichen Dunkel liegendes Etwas anzusehen. — Ueber den Oxydationsvorgang bei organischem Kohlenstoff (und Schwefel) besteht bisher noch geringere Kenntnis als über die Oxydation des organischen Stickstoffs. — Es muß bei dem biologischen Verfahren das bakterielle Leben möglichste Förderung erfahren; Stoffe, welche dies hindern — wie sie in Fabrikabwassern, z. B. als Säuren, enthalten sind — dürfen daher Abwassern, welche biologisch gereinigt werden sollen, nicht beigemischt sein. Wo liegt hier die zweckmäßige Grenze? Sie könnte wohl nur aus genauer Kenntnis der Oxydationsbakterien gewonnen werden, die aber heute noch fehlt. — Daß Licht und Temperatur ein bedeutender Einfluß bei der Oxydation zukommt, ist bekannt; doch sind spezieller wirkende Faktoren, z. B. die Einflüsse der verschiedenen Arten der Lichtstrahlen heute noch nicht so weit bekannt, daß aus denselben die Grundlagen für zweckmäßige technische Einrichtungen, die auf die Nutzung dieser Faktoren hinausgehen, gewonnen werden können. — Bestimmt hat die Größe der Filter Einfluß auf die Temperatur und damit auf das bakterielle Leben der Filter; auch sonst ist ein Einfluß jedenfalls vorhanden. Darüber ist jedoch noch so wenig bekannt, daß eine zweckmäßig liegende Grenze zwischen „großen“ und „kleinen“ Filterkörpern bisher nicht gezogen werden kann.

Eine schwache Seite des biologischen Verfahrens, außer der unzureichenden Wirksamkeit in Bezug auf die Zurückhaltung von Keimen, ist die Verkrautung der Vorflutgewässer, in welche nach diesem Verfahren gereinigte Abwasser, die viel Stickstoff enthalten, aufgenommen werden. Dieser Mangel mag jedoch oft erträglich sein, selbst wenn das aufnehmende Gewässer klein ist, wogegen der Verbleib

halten lassen. — In Tempelhof hatte bei $— 18^{\circ}$ das zufließende Wasser 15° , der Ausfluß des Vorfilters 11° und der des Feinfilters 6° Wärme.

von Keimen im Abfluß vielleicht öfter dazu nötigt, selbst gut gereinigte Abflüsse noch einer Nachbehandlung zu unterwerfen, etwa durch Desinfektion mit Kalk, Chlorkalk oder Schwefelsäure. Es mag allerdings genügen, Einrichtungen dazu nur für Zeiten von Seuchen vorzusehen, und es dürfte deshalb entschieden zu weit gegriffen sein, wenn z. B. König (a. a. O.) die biologische Filtration nur da angezeigt hält, wo das bereits „durch ein chemisch-mechanisches Verfahren gereinigte Wasser nachträglich noch etwas verbessert werden soll“ und die Möglichkeit der Rieselung fehlt. In London sind Versuche gemacht worden, die Abwasser vor Aufleitung auf die Filter durch Zusatz von Chemikalien wirksamer zu reinigen —, mit welchem Erfolg ist nicht bekannt.

Auf die große Empfindlichkeit der Filter und die Notwendigkeit sorgfältiger Behandlung derselben, wenn ein guter und gleichmäßiger Reinigungserfolg gesichert sein soll, ist schon an früherer Stelle aufmerksam gemacht. Darin beruht es, daß natürlicher Boden nur in seltenen Fällen zu Oxydationsfilteranlagen Nutzungsfähig sein wird. Es müste neben der passenden Struktur derselben auch eine jederzeit kontrollierbare und regelungsfähige Art des Abflusses vorhanden sein. Doch ist durch Anlage mehrerer Drainierungen übereinander, wodurch künstlich Lockerung und Durchlüftung des natürlichen Bodens geschaffen wird, wohl einiges zu erreichen, wie durch die weiterhin folgenden Vorführungen der Reinigungsverfahren bezw. von Proskowetz und von Elsässer erwiesen wird. Im allgemeinen aber kann das biologische Verfahren nur in künstlich hergestellten und aufgefüllten Becken gut durchgeführt werden.

§ 517. Bei der Zerlegung der ausreichenden Gesamtgröße des Filterkörpers in einzelne Teile kommen mehrere Gesichtspunkte in Frage. Zunächst, daß die feinere Teilung größere Gleichmäßigkeit in der Dauer des Aufenthalts der Abwasser im Filter, und damit der Beschaffenheit des Abflusses mit sich bringt als die größere, weil die zur Füllung und Entleerung erforderliche Zeitdauer sich mit der Beckengröße verlängert. Daher ist durch die Gesamtdauer, welche Füllung, Ruhe, Entleerung und Ruhepause des Filters erfordern, eine Grenze in der Größe der einzelnen Becken gezogen; je mehr die Gesamtdauer abgekürzt wird, um so kleiner müssen die Becken sein.

Bei kleinen Becken ist der beim zeitweiligen Außerdiensttreten entstehende Ausfall an der thätigen Filtergröße geringer als bei großen Becken, daher weder mit regelmäßig noch mit unerwartet erfolgenden Betriebsunterbrechungen eines Filters eine so große Betriebsstörung verbunden als bei großen Becken; man reicht daher mit geringeren Reserven aus. Auf der anderen Seite können durch feine Teilung die Anlagekosten unverhältnismäßig erhöht werden, weil die Abgrenzungen zwischen den einzelnen Becken, nebst der Vermehrung der Absperr- und Ablauvorrichtungen u. s w. und Bedienung derselben, entsprechend kostspieliger sind. Wird auf Gleichmäßigkeit in der Aufenthaltsdauer des Wassers im Filter besonderer Wert gelegt (bezw. auf möglichst unverkürzten Aufenthalt des zuletzt zugeführten Teils vom Wasser), so bleibt, außer Beschränkung der Beckengröße, das Mittel: zur Füllung und Entleerung Heberarbeit heranzuziehen; ein betreffendes Beispiel kommt weiterhin zur Mitteilung.

Die vom wirtschaftlichen Standpunkt zweckmäßigste Form der Becken ist das Quadrat; je weiter man sich von derselben entfernt, um so mehr nimmt die Länge der Einfassung zu.

Bei einem Becken von rechteckiger Form sei die Länge der kürzeren Seite $= \frac{1}{n}$ derjenigen der längeren Seite $= s$. Dann ist der Umfang dieses Rechtecks:

$$U = 2s + 2 \frac{s}{n} = 2s \left(1 + \frac{1}{n}\right)$$

und der Umfang U_1 eines anderen Rechtecks von gleicher Größe, aber mit einem anderen Längenverhältnis $= n_1$ der Seiten:

$$U_1 = 2s_1 \left(1 + \frac{1}{n_1}\right).$$

$$\text{Danach ist: } \frac{U_1}{U} = \frac{s_1 \left(1 + \frac{1}{n_1}\right)}{s \left(1 + \frac{1}{n}\right)} = \frac{s_1}{s} \frac{n}{n_1} \frac{1 + n_1}{1 + n}$$

Für das Quadrat mit dem Umfange U_1 ist: $\frac{s}{n} = 1$, mithin bezogen auf diese Form:

$$\frac{U_1}{U} = \frac{s_1}{n_1} \frac{1 + n_1}{2}.$$

Wenn man ein Quadrat der Seitenlänge s nacheinander in Rechtecke mit der Länge der größten Seite $= 2s$ bzw. $4s$ verwandelt, so ergeben sich aus dieser Formel Vergrößerungen des Umfangs in dem Verhältnis $\frac{5}{4}$ bzw. $\frac{8,5}{4}$.

§ 518. Darin, daß man die tägliche Beschickungshäufigkeit eines Filters in gewissen Grenzen ändern kann, ohne daß der Reinigungserfolg geschädigt zu werden braucht, besitzt das biologische Verfahren gegenüber anderen Abwasserreinigungsverfahren einen Vorzug, der sehr hoch angeschlagen werden muß. Derselbe ermöglicht es, den Zeitpunkt, zu welchem mit wachsender Menge des Zuflusses eine Erweiterung der Anlage nötig ist, um ein Stück hinauszuschieben, und er ermöglicht es ferner, auch größere Wechsel in der Zuflussmenge zu bewältigen. Durch Hinzunehmen von Hebern kann man diesen Zeitpunkt noch weiter hinausschieben als sonst angängig ist. Die leicht ertragbaren Wechsel gehen aber nicht so weit, um es zu ermöglichen, auch der bei Regenwasseraufnahme in die Kanäle stattfindenden übermäßig großen Wechsel ohne Ergänzungen der Anlage Herr zu werden. Sie werden jedoch zu ertragen sein, wenn man vor den Filtern ein Ausgleichbassin anlegt, einen Umlauf hinzufügt und nicht nur einstufig, sondern zweistufig — mit Vor(Grob-)filter — arbeitet (§ 512). Das Ausgleichbassin kann gleichzeitig zur Sedimentierung benutzt werden. Solche Vervollständigungen der Anlage gewähren die Möglichkeit, das biologische Reinigungsverfahren auch zur Reinigung der Wasser aus schwemmkanalisierten Städten zu benutzen. Unter Umständen mag die nötige Ergänzung auch durch „wilde“ Rieselung beschaffbar sein.

Schließlich zur Frage: ob das biologische Verfahren geeignet sei, sich den Anforderungen eines Großbetriebes, wie er sich für volkreiche Städte ergibt, anzupassen? die Bemerkung: daß dies mindestens sehr wahrscheinlich ist. Es wird aber noch einiger Jahre Erfahrungen in Kleinbetrieben bedürfen, und namentlich auch die Erkenntnis von der grundsätzlichen Verschiedenheit der Wirkungsweise der Oxydationsfilter gegenüber der Wirkung von Trinkwasserfiltern in die Kreise der Techniker und Betriebsleiter der Werke noch erst tiefer als bisher eindringen müssen, um diese Frage mit Sicherheit bejahen zu können. An der chemischen und der bakteriologischen Wissenschaft wird es sein, noch gewisse Vorfragen zu lösen, und die Beantwortung anderer Fragen noch mehr zu vertiefen.

§ 519. Nachstehend folgen ein paar Beispiele zu Oxydationsfilteranlagen:

Die Schwedische Versuchsanlage in Groß-Lichterfelde, die als erste ihrer Art in Deutschland, ferner weil sie einige Selbständigkeit des Erbauers in der Durchbildung aufwies, und endlich weil ihr Betrieb von einer staatlichen Kommission überwacht wurde, eine etwas eingehendere Beschreibung rechtfertigt, bestand aus einem etwa würfelförmig gestalteten, gemauerten und überdachten Behälter, dem Faulraum von etwa 90 cbm Inhalt, übereinstimmend mit dem aus dem vorbeipassierenden Berliner Druckrohr erfolgenden Tageszufluß. In den Faulraum war ein kleiner Sandfang eingebaut, der das Wasser, über einen Wehrflicken fließend und dann wieder bis zur Sohle abfallend, an den Faulraum abgab. Auf letzteren folgten, durch einen langgestreckten schmalen Zwischenbau abgesondert, 4 Oxydationsfilter in gemauerten Umschließungen von $8 \times 4 \times 1,8 = 42$ cbm Inhalt; sie lagen offen und waren aus je 3 gleich hohen Schichten: unten grober Flusßkies, in der Mitte Kohlengrus, oben aus einer Mischung von Kies und Kohlenschlacke, hergestellt und in der Sohle mit einer sperrbaren Drainage versehen. Der Zwischenbau zwischen Faulraum und Filter, in welchen das Wasser durch ein unter den Wasserspiegel des Faulraumes eintauchendes Knierohr eintrat, war für Belüftung des Wassers bestimmt und hatte dazu geeignete besondere Einrichtungen (Auflösung des Wassers in Tropfenform u. s. w.); er ist nur durch einige Zeit in Benutzung gewesen und alsdann mit Grobfiltermaterial vollgepackt worden. Bei Uebereinstimmung des Faulrauminhalts mit dem Tageszufluß verweilte das Wasser in ersterem durch 24 Stunden. Die Filter wurden abwechselnd in der Weise beschickt, daß erst die Drainage geschlossen wurde und alsdann der Einlaß erfolgte; die Füllung vollzog sich langsam, indem sie sich über mehrere Stunden erstreckte. Das gefüllte Filter blieb dann bis zum Beginn des Abflusses 2 Stunden in Ruhe. Da der Hohlraum der 4 Filter zusammen etwa 50 cbm beträgt, mußte zur Verarbeitung des Zuflusses jedes Filter täglich 2mal beschickt werden, so daß für das Leerstehen zur Wiederanfüllung mit Luft vielleicht 8—12 Stunden verblieben. Der Abfluß von den Filtern wurde auf eine Wiese geleitet.

Als besondere Wirkung des Verfahrens war von dem Erfinder geltend gemacht worden, dass im Faulraum kein Schlammabsatz erfolge, da die zugeführten Schmutzmassen von den im Faulraume thätigen anaeroben Bakterien zerlegt, und dann in den Filtern in mineralische und gasförmige Verbindungen umgesetzt würden. In einem von den Mitgliedern der staatlichen Untersuchungskommission (Schmidtmann, Proskauer und Stoof) erstatteten Bericht über den Befund beim Abbruch der Anlage, wird das Unzutreffende dieser Behauptung dargethan. Es wurden rund 20 cbm Schlamm im Faulraum angetroffen, wobei aber das Verhältnis dieser Menge zur Gesamtmenge des durchgeflossenen Wassers nicht feststellbar war. Doch stehen zwei Thatsachen fest: einmal, daß nach der Art und Weise, wie die Entnahme des Wassers aus dem Berliner Druckrohr eingerichtet war, und nach der vorreinigenden Wirkung, welche die Sandfänge u. s. w. der Berliner Kanalisation ausüben, ein im mechanischen Sinne jedenfalls nur mäßig verunreinigtes Wasser in den Faulraum gelangte, und weiter, daß die chemische Untersuchung des Schlammes denselben als nahe übereinstimmend mit Schlamm erwies, wie er in Anlagen, die nur mit mechanischer Klärung arbeiten, abgesetzt wird.

Was die Reinigungserfolge und die Art des Verlaufs des Reinigungsvorgangs betrifft, so scheint zunächst letztere durch die Untersuchungen nur wenig klargestellt zu sein. Weder ist die spezifische Wirkungsgröße des Faulraums, noch die der Filter genauer ermittelt. Im allgemeinen wird von der Kommission der Wert des Faulraumes, soweit es sich um chemische Umbildungen handelt, nicht hoch angeschlagen, demselben aber insoweit eine größere Bedeutung beigelegt, als in ihm eine starke Verminderung der Keimzahl durch Niederreißen vor sich geht, und als er die Möglichkeit gewährt, „für ein Abwasser von bestimmter Konzentration und Menge in zeitlicher Begrenzung einen Raum zu schaffen, in welchen dasselbe seinen Schlamm ohne Belästigung für die Umgebung absetzt, eine Erfahrung, die für abgeschlossene Anstalten, Krankenhäuser, Kasernen, Barackenlager u. s. w. zweckdienlich sein kann“. Eine größere Abnahme der Keimzahl fand auch in den Filtern statt, welche nach Ansicht der Kommission ebenfalls hauptsächlich sedimentierend, und in diesem Sinne um so stärker wirkten, je länger das Wasser in denselben verweilte. Nitrifikation der im Filter abgesetzten organischen Stoffe findet — nach Proskauers Ansicht — nicht während des Füllungszustandes des Filters, sondern in den Ruhepausen zwischen je zwei Füllungen statt. Der Abfluß aus den Filtern war nicht als völlig ausgefault zu betrachten, jedoch so weit gereinigt, daß er, besonders nach starker Verdünnung mit Flusßwasser, zu stinkender Fäulnis keine Veranlassung geben werde. Die tägliche Leistung von 1 qm Filterfläche wird von der Kommission zu 0,80—0,82 cbm Abwasserreinigung berechnet, dies Verhältnis aber „nicht als besonders günstig“ angesehen. Dieser Ansicht kann vom Verfasser, da jene Menge aufs Jahr berechnet 110 cbm beträgt, nicht beigetreten werden; es ist aber nicht zweifelsfrei, ob die Rechnung stimmt.

Die Anstalt ist 488 Tage im Betrieb gewesen, und es sollen während dieser Zeit 35 000 bis 36 000 cbm Abwasser durchpassiert sein. Wegen näherer Einzelheiten auch in Bezug auf den

Fig. 542

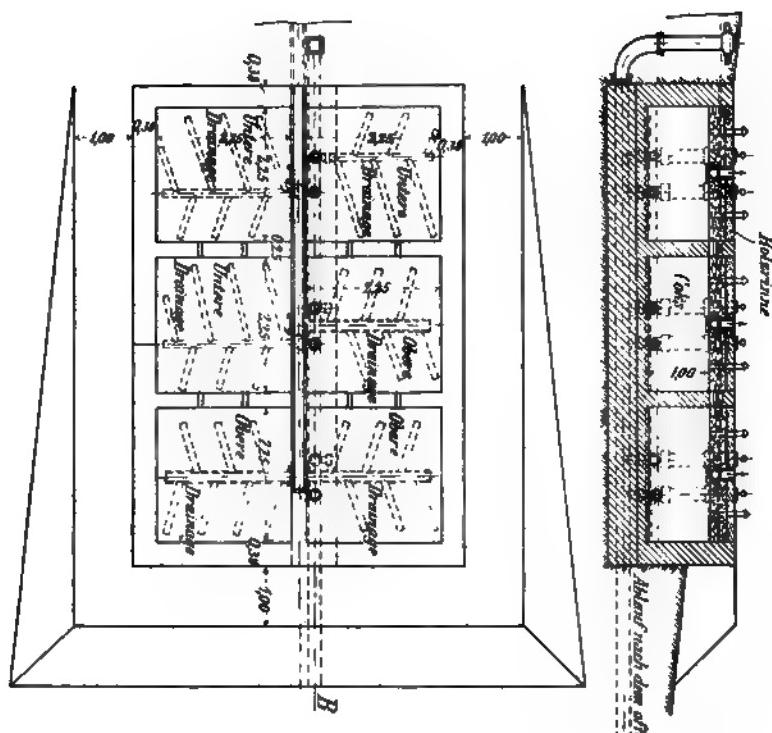
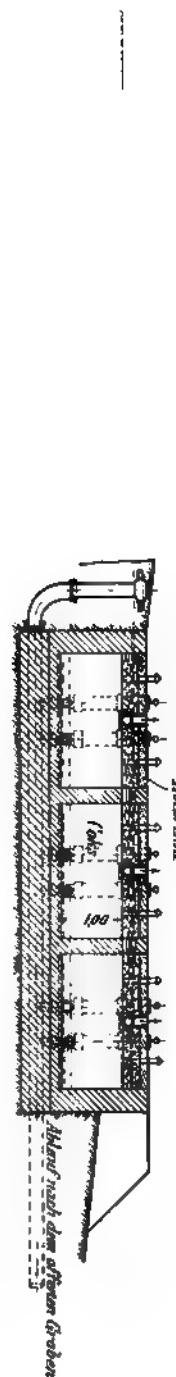


Fig. 543



820

Reinigungserfolg muß auf die unter 2 und 3 oben angegebene Quelle verwiesen werden. Verfasser glaubt aber hinzufügen zu sollen, daß man es in der Anstalt mit Wasser zu thun hatte, das bereits lange Wege in den Berliner Kanälen, und darauf einen mehr als 10 km langen Weg in einem Druckrohr zurückgelegt hatte. Das Wasser war also nicht frisch, hatte auch bereits gut sedimentiert, Umstände, die den Reinigungserfolg jedenfalls stark beeinflussen müsten, und bei Vergleichen in Rechnung zu stellen sind.

Uebrigens wird bemerkt, daß bisher folgende endgültige Reinigungsanlagen nach der Schwederschen Bauart — aber ohne Faulraum — in Deutschland hergestellt worden sind: für das Rotherstift in Groß-Lichterfelde, das Militärkurhaus in Landeck, für die gräflichen Kurhäuser in Flinsberg, das Genesungsheim in Schmiedeberg, die Fabrik von Ehrich & Grätz in Treptow, die Zuckerfabrik Marienwerder und den Vorort Tempelhof bei Berlin.

Eine Anlage geringen Umfangs, die aber mehrere besondere Züge aufweist, ist von Mairich für die Lungenheilanstalt Waldhof-Elgershausen ausgeführt worden. Sie ist für die Reinigung von mindestens $80 \cdot 0,125 = 10$ cbm Abwasser in 24 Stunden, wovon zur Zeit des größten Verbrauchs stündlich 0,8 cbm zufießen, bestimmt, und bewirkt die Reinigung in 2 Grobfiltern und 6 Feinfiltern aus Koke; diese Filter haben den übereinstimmenden Inhalt von $2,25 \times 2,25 \times 1,0 = 5$ cbm, alle 8 zusammen also von 40 cbm, und es kommt daher auf 1 cbm Filter im Jahr die Wassermenge von reichlich 9 cbm und in 1 Tag von fast 25 l. Diese Beanspruchung ist mäßig, und wenn man die besondere Sorgfalt in Betracht zieht, welche auf die Einrichtungen zur Regelung des Betriebes verwendet ist, als gering zu bezeichnen. Die Aufnahmefähigkeit der Filter ist für den Anfang zu 40%, für die spätere Zeit mit 30%, oder 2 bzw. 1,5 cbm für jedes der 8 Filter in Rechnung gestellt.

Die Anlage wird in den Fig. 545—550 im ganzen und in Einzelheiten mitgeteilt und zum genaueren Verständnis Folgendes hinzugefügt:

Den Anfang bildet ein Sandfang mit Tauchplatte und mit zwei kammerartigen Vertiefungen im Boden, in welche Kübel von der in den Fig. 299 u. 300 dargestellten Form zum unmittelbaren Auffangen der Sinkstoffe gestellt sind; zum Herausheben der Kübel ist über dem

Fig. 550.

Fig. 548.

Sandfang ein Bockgerüst mit Flaschenzug errichtet. Hinter dem Sandfang folgen 2 Grobfilter aus Koke von Hasel- bis Walnußgröße, die mit Hilfe eines drehbaren Stückes Holzrinne wechselweise beschickt werden. Die Zeiten zur Beschickung und Entleerung sind möglichst kurz vorgesehen, um zu bewirken, daß die Aufenthaltsdauer des Wassers im Filter für alles eingelassene Wasser möglichst dieselbe sei; übrigens soll die Aufenthaltsdauer für die Grobfilter nur 15 Minuten betragen. Diese Zeitskürzung bedingt besondere Vorkehrungen zum Füllen und Entleeren. In erster Linie dient dazu ein Glockenheber, der aus dem Inhalt des Sandfanges in der Dauer von etwa 2 Minuten 1,4 cbm Wasser in eins der Grobfilter überführt. Der noch verbleibende (kleine) Leerraum wird in der Dauer von 15 bis höchstens 20 Minuten (d. b. der Aufenthaltsdauer des Wassers im Grobfilter) durch Ausfluß aus einem mit Klappenventil verschlossenen Rohr gefüllt, dessen Betätigung durch einen Schwimmerapparat, Fig. 546—549, erfolgt. Um bei der Raschheit der Beschickung durch den Heber Ueberlaufen des Wassers zu verhindern und Gleichmäßigkeits der Verteilung zu bewirken, sind auf dem Filter Verteilungsdrains (in den Figuren als „obere Drainage“ bezeichnet) gelegt, und mit Packungen aus groben Steinen umgeben, in deren Zwischenräumen das Wasser vorläufig Platz findet; die Packungen dienen gleichzeitig zum Frostschutz.

In ganz gleichartiger Weise wie die Beschickung der Grobfilter geschieht die Beschickung der um die Filterdicke tiefer gerückten nachfolgenden Feinfilter; sobald die vollständige Füllung eines Grobfilters erreicht ist, tritt auch hier ein Heber in Thätigkeit. Wegen des weniger raschen Zuflusses zu diesem Heber hat dieselbe eine entsprechend geringere Größe, als der zwischen Sandfang und Grobfilter angeordnete erhalten. Die Dauer der Füllung eines Filters verlängert sich dadurch auf etwa 5—6 Minuten. Die Wechsel in der Zuleitung auf eines der Feinfilter

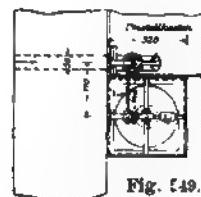


Fig. 549.

werden durch eine Holzrinne vermittelt, in welcher an den entsprechenden Stellen Schieber angebracht sind. Auch die Feinfilter haben eine Verteilungsleitung aus Drains mit Umpackung aus groben Steinen erhalten. Die Schieber in der Zuleitung müssen von Hand bedient werden; als Sicherheitsvorkehrung für den Fall, daß die rechtzeitige Bedienung einmal versäumt werden sollte, sind Ueberläufe vorhanden, die dem Ueberschuß an das nächste leere Filter abgeben.

Grobfilter und Feinfilter sind in der Sohle mit Drainagen versehen und die oberen Enden der Drains zu Tage geführt, um etwaige Hindernisse des Abflusses erkennen und durch Spülung beseitigen zu können. Die unteren Enden der Drains haben Verschlüsse.

Bei täglich nötiger 2—3maliger Beschickung der Grobfilter ergeben sich für dieselben wegen der nur kurzen Dauer, die Füllung und Entleerung in Anspruch nehmen, lange Ruhepausen. Von den 6 Feinfiltern mit zusammen 30 cbm Inhalt entfallen auf jeden täglich nur 1,6—1,8 cbm Wasser, entsprechend dem Leerraume derselben, so daß diese Filter täglich nur einmal gefüllt zu werden brauchen.

Zu der in Fig. 550 mitgeteilten Heberkonstruktion ist zu bemerken, daß das an derselben befindliche Nebenrohr zur Einführung von Luft dient, um den sonst möglichen langsamem Weitergang der Heberthätigkeit zu unterbrechen. Das untere Ende des Rohrs hat eine Glocke mit Einbuchtungen, die das Festsetzen von Gasblasen an dieser Stelle verhindern, und dadurch den Eintritt der Wirksamkeit des Rohrs sichern sollen.

Die Kosten der Anlage betragen anschlagsmäßig 5000 M.

e) Mechanische Klärung.

§ 520. Durch mechanische Klärung läßt sich bei sorgfältigem Betriebe der größere Teil der Schwebestoffe aus den Abwassern entfernen; mit denselben werden auch Keime in erheblicher Zahl zu Boden gerissen. Verminderung der gelösten Stoffe findet vielleicht bei längerem Verweilen des Wassers in gewissem Umfange statt; andererseits mag aber ein Minder an gewissen Arten gelöster Stoffe, durch Zunahme anderer Arten von solchen, mehr als vollständig ausgeglichen werden.

Es sind bisher erst wenige Ergebnisse genauer Beobachtungen über mechanische Klärerfolge bekannt geworden, sicher jedoch schon vielfach derartige Beobachtungen gemacht, aber der Oeffentlichkeit vorenthalten geblieben. Die Ergebnisse einer solchen Beobachtungsreihe, welche bei den Frankfurter Klärbecken gewonnen wurden, sind auf S. 330 mitgeteilt; andere, neuere, folgen weiterhin. Die Frankfurter Ergebnisse haben gezeigt, daß die chemisch-mechanische Reinigung nicht so wesentliche Vorzüge vor der bloß mechanischen Klärung besitzt, um jener vor dieser unter allen Umständen einen Vorzug zu sichern. Zahlenangaben jedoch, die in der Litteratur angetroffen werden, wie etwa die, daß durch mechanische Klärung bis 80 % der Schwebestoffe oder noch mehr entfernt werden können, müssen wohl immer als Höchstzahlen, die unter günstigen Umständen erreichbar sind, aufgefaßt werden. Und wenn Mittelwerte angegeben werden, darf man annehmen, daß die Grenzwerte sehr weit auseinanderfallen, ein Umstand, der eine sehr üble Seite der bloß mechanischen Klärung bildet. Die Entfernung der am feinsten verteilten Schwebestoffe, sowie von Fettstoffen aus Abwassern, scheint im Großbetriebe überhaupt unerreichbar zu sein, da solche Stoffe schon durch aufsteigende Gasblasen schwabend erhalten, bezw. wieder zur Höhe zurückgeführt werden können. Daneben ist es die durch sperrige Form und niedriges spezifisches Gewicht mancher Stoffe, durch Bewegungen des Wassers, die auch infolge von chemischen oder physikalischen Vorgängen stattfinden, bewirkte Schwimmfähigkeit derselben, welche das Absetzen verhindert. Daß die Schwere der Stoffe allein nicht durchschlagend wirkt, ergibt sich aus der durch manche Beobachtungen festgestellten Thatsache: daß der Klärerfolg nicht in demselben Verhältnis zunimmt, wie die Geschwindigkeit des Wassers beim Durchgang durch Klärbecken u. s. w. abnimmt, wie es nahezu der Fall sein müßte, wenn die Schwere allein für das Niedersinken bestimmend wäre. Bei Beobachtungen in Hannover fand

man bei Versuchen an Becken mit 50 und bezw. 75 m Länge die Menge der ausgeschiedenen Schwebestoffe:

zu 56,3 % bei 6 mm und zu 56,0 % bei 4 mm Geschwindigkeit
" 61,7 " " 6 " " 62,7 " " 4 "

Diese Zahlen erweisen, daß es in der Geschwindigkeit eine Grenze gibt, bei welcher der Klärerfolg sich am günstigsten stellt, daß eine Unterschreitung dieser Grenze nutzlose Geldopfer verursacht, eine geringe Ueberschreitung aber den Klärerfolg vielleicht schon herabsetzt. Diese Grenze wird für jede Abwasserbeschaffenheit besonders liegen, so daß sie in jedem Falle nur durch Versuche ermittelt werden kann. Wo dazu die Möglichkeit gegeben ist, sollte dieselbe benutzt werden, wenn nicht Sicherheit für ausreichenden Erfolg in der gewissermaßen „elastischen“ Ausgestaltung der Anlage geschaffen ist, die so beschaffen sein muß, um das Arbeiten mit wechselnden Geschwindigkeiten des Wasserdurchflusses, bezw. der Aufenthalte in Becken mit Ruhebetrieb, wobei die Grenzen vielleicht weit auseinander liegen, zu gestatten. Je gleichmäßiger die Wasserbeschaffenheit, um so näher werden die Grenzen zusammenrücken und umgekehrt. Deshalb gewährt auch für die mechanische Klärung die getrennte Abführung von häuslichen und Regenwassern Vorteile. — Indem das spezifische Gewicht der Klosettstoffe sich sehr wenig von 1 entfernt (vergl. Angaben auf S. 160), dieselben auch von lockerer Struktur sind, sinken solche Stoffe sehr schwer, und sind deshalb Abwasser ohne Beimischung von Klosettstoffen viel leichter durch mechanische Klärung von Schwebestoffen zu befreien als gewöhnliche Hauswasser.

Die Ausführung der mechanischen Klärung an freier Luft wirkt geruchbelästigend; solche Anlagen dürfen sich daher nicht in der nächsten Nähe von Wohnstätten befinden. Ein viel größerer Mangel aber der bloß mechanischen Klärung ist die Wirkungslosigkeit in Bezug auf Desinfektion der Abwasser. Um Ansteckungsgefahren zu vermeiden, müssen in Orten, in welchen dieselbe eingerichtet ist, Desinfektionseinrichtungen entweder zentraler Form, oder für jedes einzelne Grundstück getroffen werden; es genügt jedoch bei sonst günstigen gesundheitlichen Verhältnissen des Orts, die eine oder die andere Form nur in Zeiten von Seuchen in Betrieb zu nehmen.

Daß man auch bei der mechanischen Klärung streben wird, die Wasser durch Gitter, Sandfänge u. s. w. vor der weiteren feineren Behandlung auf billige Weise von den größeren Schwebestoffen zu befreien, ist selbstverständlich.

Der in mechanischen Kläranlagen gewonnene Schlamm hat gewöhnlich höheren Düngerwert als der bei chemisch-mechanischer Klärung erfolgende; sein absoluter Wert ist jedoch gering. Der Schlamm ist locker und verhältnismäßig leicht zu entwässern; da er aber der Fäulnis verfällt, so sind beim Lagern entsprechende Vorsichtsmaßregeln zu treffen.

§ 521. Im übrigen ist noch auf den Inhalt der §§ 191—200 und die nachstehend mitgeteilten Beispiele Bezug zu nehmen.

Kassel hat in der letzten Zeit eine mechanische Kläranlage erhalten, welche in mehrfacher Hinsicht Abweichungen von älteren Anlagen aufweist, die sich nach der darüber vorliegenden Veröffentlichung*) bewähren. Sie besteht aus 5 nebeneinander angeordneten Becken von 40 m Länge und 4 m Breite, welche das Sohlengefälle von 1:100 und die mittlere Tiefe von 3 m haben: die Becken sind unüberdeckt, wogegen die Zu- und Abflußgalerie, welche

*) Höpfner und Paulmann, Die Schmutzwasserreinigungsanlage der Stadt Kassel in Schmidtmann: Gutachten betreffend Städtekanalisation und Abwasserreinigung, Berlin 1900 (Sonderabdruck aus der Vierteljahrsschr. f. gerichtl. Medizin u. öffentl. Sanitätsw. 3. Folge, 19. Bd. Supplementheft).

Teile bergen, die vor Frost geschützt werden müssen, überwölbt sind. Die Zuflügalerie ist 4 m, die Abflügalerie 2 m breit. Die vorhin erwähnten Besonderheiten sind teilweise aus der Absicht hervorgegangen, alle Rückstände, einschließlich der sogenannten Schwimmstoffe, an einem einzigen Punkte zu sammeln bzw. zu beseitigen. Es ist demzufolge weder ein Sandfang angelegt*), noch sind Eintauchplatten, oder Rechen, oder Gitter eingebaut worden, abgesehen von den unteren Enden der Becken, an welchen Gitter mit senkrechter Stellung der Drähte (sogenannte Harfen) und 12—15 mm Zwischenraum angebracht wurden. Aus demselben Grunde wie vor erhalten die Becken das Wasser aus der Zulaufgalerie auch nicht durch einen Ueberfall zugeführt, sondern durch den nur um ein sehr Geringes verengten vollen Querschnitt der Beckeneingänge. Nur für den Zweck der Ausschaltung sind in die Beckeneingänge Schieber eingebaut, und zwar solche mit wagrechter Teilung, wodurch die Möglichkeit gegeben ist, den Eintritt des Wassers event. auch mittelst eines Ueberfalls zu bewirken. Der Uebertritt aus den Becken in die Ablaufgalerie erfolgt durch einen Ueberfall (Schieber), der nach unten gesenkt werden kann, um, wenn Reinigung eines Beckens stattfinden soll, die obenauf stehende klare Wasserschicht tiefer, als im gewöhnlichen Betriebe stattfindet, ablaufen zu lassen. Die oben erwähnten Gitter sind vor diesen Ueberfällen angebracht, um bis hierher gelangte Schwimmstoffe noch abzufangen; sie kommen indes — auffälligerweise — in ihrem oberen Teile nicht zur Wirkung, weil auch die Schwimmstoffe (teilweise wohl schon in den Kanälen, welche gute Gefälle haben) zerrieben werden oder auch, beschwert durch Sinkstoffe, in den Becken zu Boden sinken. Unter der Abflügalerie liegt ein Kanal, der den in den Becken stehenden, mangelhaft geklärten Rest des Wassers zu einer Pumpe führt, welche ihn von neuem in die Zuflügalerie fördert; hierbei leisten die oben erwähnten Gitter einen gewissen Dienst. Durch den Kanal fließt, nachdem der Pumpensumpf trocken gelegt ist, auch der Schlamm aus den Becken ab, wird aus dem Pumpensumpfe aber nicht durch eine Pumpe (die leicht versagen kann), sondern mittelst eines Vakuumkessels von 4 cbm Inhalt gehoben, dessen Luftleere mittelst einer kleinen Luftpumpe hergestellt wird; der Schlamm geht durch ein Druckrohr auf einem Ablagerungsplatz.

In den Besonderheiten der Anlage sind auch gewisse Besonderheiten des Beckenbetriebes begründet, die derselbe, den Erfahrungen im Betriebe entsprechend, nach und nach angenommen hat. Wenn ein Becken gereinigt werden soll — wozu die Notwendigkeit sich durch Aufsteigen von Gasblasen und Erscheinen von „Schlammfladen“ an der Oberfläche zu erkennen giebt — wird, nach Schließen des Zulaufs, dem Becken eine Ruhepause gelassen, und danach der Schieber am Auslauf langsam gesenkt, um die obenauf stehende klare Wasserschicht abzulassen. Der Rest: unreines Wasser und Schlamm, geht danach in zwei Absätzen nach Oeffnung des betreffenden Kanalabschlusses zum Pumpensumpf. Die Beckensohle hält sich vermöge des Gefälles von 1:100 beinahe selbstthätig rein, so daß es dazu nur geringer Nachhilfe bedarf; es zeigen sich dagegen in der Zulaufgalerie zuweilen Ablagerungen, die in folgender Weise ohne jede Handarbeit beseitigt werden: Nachdem das in der Reinigung befindliche Becken wasserfrei geworden ist, wird zunächst der Zufluß zu den übrigen 4 Becken, und gleichzeitig der Zufluß im Hauptzuleitungskanal gesperrt und alsdann die Verbindung des ersterwähnten Beckens mit der Zulaufgalerie wieder hergestellt, wonach das Wasser in dieses Becken eintritt. Hierauf wird der Verschluß des Hauptzuleitungskanals wieder aufgehoben, infolge wovon sich eine so starke Strömung in der Zulaufgalerie ergiebt, daß der Boden derselben reingewaschen wird. Als dann ist nach Neuöffnung der geschlossenen 4 Becken der Betrieb dieser wieder im Gange, wogegen der Betrieb des fünften — gereinigten — Beckens dadurch wieder eingeleitet wird, daß man dasselbe erstmalig mit bereits geklärtem Wasser aus der Abflügalerie füllt, um zu verhüten, daß aus diesem Becken ungeklärtes Wasser abfließt, wie es durch rasches Füllen aus der Zuflügalerie geschehen könnte. Die ganze Betriebsweise ist so einfach, daß dazu die Leistungen eines Maschinisten und von 4—5 Arbeitern genügen. Reinigung eines Beckens ist in längsten Zeitabständen von 8 bis 10 Tagen notwendig.

Die zu klärenden Abwassermengen sind im Minimum 94 l, im Maximum 877 l sekundlich; der Durchschnitt aus 44 Feststellungen ist 188 l, d. h. etwa 16000 cbm täglich. Da als wirksamer Beckenquerschnitt 9 qm pro Becken in Rechnung gestellt werden können, so ergeben sich durchschnittliche Durchflußgeschwindigkeiten:

	Min.	Max.	i. M.
bei gleichzeitigem Betriebe von 4 Becken	2,6	10,5	5,2 mm
" " " " 5 "	2,1	8,5	4,2 "

Der Aufenthalt des Wassers in den Becken kann danach bei der vorausgesetzten Abflussmenge zwischen 1 und 5 Stunden wechseln; bei stärkeren Regenfällen aber ein entsprechend geringerer sein.

*) Ein vorsichtshalber in die Zuflügalerie eingebauter Sandfang wird, weil unnötig, nicht benutzt.

Der Klärerfolg kann als unerwartet hoch angesehen werden, da die Abnahme an ungelösten Stoffen betrug:

beim Gesamtrückstande	46,12 — 96,37	i. M. 79,94%
bei den organischen Stoffen	30,31 — 97,33	, 77,53 ,
, mineralischen	18,08 — 96,32	, 72,56 ,

Dem weiten Auseinanderliegen der Grenzen gegenüber kommt den Mittelzahlen nur eine mäßige Bedeutung zu. Es dürfen bei solcher Beurteilung jedoch nicht die noch viel grösseren Wechsel in der Verunreinigung der zufließenden Abwasser übersehen werden, die sich in den folgenden beiden Zahlenangaben aussprechen: Es wurde die Menge der Schwebestoffe in Zeiten anhaltender Trockenheit zu 17000 mg, dagegen bei anhaltendem Landregen zu nur 212,5 mg gefunden. Sehr bedeutende Wechsel finden bei Trockenabfluss schon im Verlaufe der verschiedenen Tagesstunden statt. In den Nachmittagsstunden zwischen 4 und 6 ist die Menge der Schwebestoffe etwa 5 mal so groß als in den Stunden zwischen 12 und 6 Uhr morgens. Diese übergroßen Wechsel deuten auf sehr raschen Zufluss der Abwasser zur Kläranlage, bei der kein nennenswerter Ausgleich in der Beschaffenheit zu stande kommen kann, hin. Es drängt sich bei derselben aber der Gedanke auf, daß es wohl nicht möglich sein würde, mit verhältnismäßigen, oder überhaupt aufbringbaren finanziellen Mitteln selbst große Wechsel im Klärerfolge zu vermeiden. Muß man diese notgedrungen zulassen, so entsteht die Frage: ob man nicht bei den während einiger Nachtstunden zufließenden Wassern, die weniger verunreinigt sind, als die während des größten Teils vom Tage geklärt abfließenden Wasser, von der Behandlung überhaupt absehen könnte. Auffällig und unerklärbar, aber an sich günstig ist die Thatsache, daß der Klärerfolg bei stärkerer Konzentration der Abwasser erheblich besser ist als bei verdünntem Zustande.

Bei der Schlamm beseitigung in Kassel stellte sich heraus, daß drainierte Filter aus Kies für die Schlammentwässerung sehr wenig leisteten, und nach einiger Zeit ganz versagten. Das ist Veranlassung gewesen, daß man dazu übergang, den Schlamm mit Strafenkehricht zu mischen, um ihn transportfähig zu machen; er wird in dieser Form kostenlos an Landwirte abgegeben. 11250 cbm Schlamm mit 90,6 % Wassergehalt, die im ersten Betriebsjahr aus den Becken entfernt wurden, sind 5000 cbm Strafenkehricht beigemischt worden. Um den übeln Geruch des Schlammes zu unterdrücken, wird derselbe — noch in dem Klärbecken — mit Kalk bestreut, und nochmals bestreut, wenn er auf dem Lagerplatz aus dem Druckrohre austritt. 1 cbm Schlamm erfordert den Zusatz von 1 kg Kalk. — Eine vollständig befriedigende Lösung hat die Schlammmfrage auch durch Einführung des beschriebenen Verfahrens nicht gefunden, da der Kalkzusatz sehr hoch ist und der Dungwert des Gemisches dadurch herabgesetzt wird, da ferner auch durch die Behandlung des Schlammes im Freien Geruchbelästigungen für die Umgebung entstehen.

Unter der Voraussetzung, daß 11250 cbm Schlamm alles ist, was aus dem Abwasser eines Jahres entfernt wurde, ergibt sich das Verhältnis der Schlammmenge zur Wassermenge = $\frac{1}{519}$. Da aber der Schlamm mit 90,6 % Wasser beladen ist, so beträgt das Verhältnis der entfernten Trockenmenge zur Abwassermenge nur etwa $\frac{1}{5500}$. Da nun die Schlammmenge 79,94 %, und 80 % der in den Abwassern enthaltenen Schwebestoffmengen ausmachen, so berechnet sich hieraus letztere Menge zu $\frac{1}{4400}$, eine Menge, die nach § 107 nicht gerade hoch liegt, also auf einen durchschnittlich keineswegs ungewöhnlichen Grad der Verunreinigung der Kasseler Abwasser schließen lassen würde, falls die zu Grunde liegenden Zahlen zu treffen.

Die Kosten der Abwasserklärung stellten sich mit Einschluß der Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals in der bisherigen noch nicht langen Betriebsdauer auf 40—50 Pfg. pro Jahr und Kopf.

§ 522. Kein bisher bekanntes Reinigungsverfahren macht in so ausgiebigem Maße von maschinellen Einrichtungen Gebrauch als das von H. Riensch ersonnene,

das in Marburg vollständig und in Allenstein zu einem Teile benutzt — und in Wiesbaden eine zeitlang versucht worden, aber wieder aufgegeben ist. Das Verfahren beruht auf dem zweifellos richtigen Gesichtspunkt: möglichst vollständiger und möglichst rascher Entfernung der Schwebestoffe aus den Abwassern, um entweder die Wasser nur im mechanischen Sinne gereinigt an die Vorflut abzugeben, oder, wo weitergehende Anforderungen zu erfüllen sind, eine chemische Reinigung, die dann erleichtert ist, folgen zu lassen. Je rascher sich die Entfernung der Schwebestoffe vollzieht, um so weniger werden sie zerrieben, und um so leichter ist ihre Absonderung; um so weniger weit schreitet die Zersetzung vor, und um so mehr ist die Behandlung der Schlammassen erleichtert.

Das Verfahren zerfällt in mehrere Phasen, und zwar:

1. Entfernung der größeren Stoffe bis zu etwa 15 mm Größe herab, und Trennung derselben in der Weise, daß einerseits verwertbare Stoffe (Lumpen, Korken, Lichtstumpfe, Seife, Holzstücke) und andererseits dungwertige Stoffe erhalten werden.
2. Herausnahme der schweren Sinkstoffe, Sand, aus dem Wasser und Waschen derselben.
3. Entfernung aller greifbaren Stoffe bis etwa 4–6 mm Größe herab.
4. Abscheidung aller noch übrigen (feineren) greifbaren Stoffe (deren Verbleib im Wasser bis hierher filtrierend gewirkt hat).

5. Zusatz von Kalk in der Form von Kalkwasser, um den Schlamm weniger massenhaft und mit mehr poröser Struktur zu erhalten; übrigens hat Riensch auch die Verwendung eines anderen Zusatzmittels von nicht näher bekannt gegebener Zusammensetzung in Aussicht genommen.

Je näher die Reinigungsanstalt der Stadt liegt, um so bessere Ergebnisse sind zu erwarten.

Der Zweck zu 1. wird durch einen Rechen mit mechanischem Antrieb erreicht, dessen Konstruktion anfänglich etwas verwickelt war, später vereinfacht worden ist. — Für den Zweck zu 2. ist ein eigenartiger Sandfang vorhanden, der aus einem Brunnen von konischer Form besteht, welcher mit eisernen in Scharnieren gehenden Platten abgedeckt ist; auf den Platten sind niedrige Leisten für den Zweck angebracht, damit der ausgeschiedene Sand von denselben angehalten werde, wenn das darüber fortgehende Wasser den Schmutz aus dem Sande nimmt. Werden die Platten ausgelöst, so fällt der Sand in den Brunnen, aus dem er durch einen Bagger gehoben wird. Der Sandfang hat die an denselben gestellten Erwartungen nicht erfüllt. — Für die Vorrichtung zu 3. ist wieder ein mechanisch angetriebener Rechen vorhanden. — Für die Operation zu 4. dienen schräggestellte, senkrecht mit Drähten bespannte Gitter. Sobald sich die Öffnungen derselben zugesetzt haben, werden die Gitter (Harfen genannt) mechanisch ausgehoben, und dann mittelst einer mechanisch angetriebenen Bürste gereinigt, die den Schmutz auf ein Transportband wirft. Wenn nötig, werden mehrere Harfen hintereinander aufgestellt.

Der Abfluß aus der Marburger Abwasseranstalt geht in die Lahn. Die Abwasser enthalten die Abgänge aus Wasserklosets; andererseits ist die Benutzung der Lahn auf mehr als 30 Kilometer Länge unterhalb der Einlaufstelle zur Trinkwasserentnahme ausgeschlossen.

Folgt noch der Zusatz eines Fällmittels, so gehen die Wasser nach Passierung der beschriebenen Apparate in Brunnen, in deren Zentrum ein Rohr hängt, auf welches Metallschirme gesteckt sind. Diese Schirme sollen zur Stromteilung und zum vorläufigen Ablagern des ausgeschiedenen Schlammes dienen, welcher, nachdem eine gewisse Anhäufung stattgefunden hat, abrutscht und mittelst eines Baggers aus dem Brunnen gehoben wird. Das Wasser geht durch Öffnungen in dem zentralen Rohr, die zwischen je zwei Schirmen angebracht sind, in das zentrale Rohr, um am oberen Ende desselben abgeleitet zu werden. (Bei einer versuchsweisen Anwendung dieses Schlammabscheiders in Charlottenburg hat sich derselbe nicht bewährt.)

Der maschinelle Apparat des Verfahrens erscheint etwas verwickelt; doch läßt sich erwarten, daß derselbe genügend vereinfachungsfähig ist, und alsdann die verlangten Dienste leistet.

Darin, daß das Verfahren die Abscheidung der Schmutzstoffe vollständig mechanisch und selbsttätig bewirkt, also die Berühring derselben mit Menschen soweit als thunlich einschränkt, beruht jedenfalls ein hygienischer Fortschritt, der zugleich auch wirtschaftliche Bedeutung hat.

Auf einen Punkt ist noch kurz hinzuweisen: vor den Rechen findet infolge Ansammlung von Schwebestoffen ein gewisser Aufstau statt. Die Rienschschen Apparate verbrauchen daher einiges Gefälle; der Gefälleverbrauch in der Anstalt wird zu etwa 0,3 m angegeben; bei flacher Geländeform oder tiefer Lage des Zuflüssekanals kann dieser Umstand von Bedeutung sein.

Die Stadt Allenstein wird unter Ausschluß der Regenwasser nach dem Shone-System entwässert, und ist dazu in 7 Bezirke, die je einen Doppel ejektor erhielten, eingeteilt. Der Fassungsraum der in Kammern aus Gußeisen von 3—4 m Tiefe eingebauten Ejektoren ist 450 l. Die Bevölkerungszahl ist gegenwärtig etwa 20000, und die Wasserleitung, die für eine Höchstzahl der Bewohnerschaft von 30000 vorgesehen ist, liefert im Durchschnitt 60 l pro Tag und Kopf, und in den Tagen des höchsten Verbrauchs 90 l. Die Wahl des Shone-Systems erfolgte hier wegen der großen, bis zu 93 m gehenden Höhenunterschiede im Stadtgebiet.

Die Abwasser werden mechanisch in doppelter Weise geklärt. Es sind, Fig. 551, in den Zulaufleitungen des Abwassers Riensch'sche Apparate *c, c* — hier für Handbedienung eingerichtet — eingebaut, nach deren Passierung das Wasser in zwei Klärbrunnen von 10 m Durchmesser und je 450 cbm Fassungsraum geht. Ueber die nähere Gestaltung der Brunnen ist nur das

... ...

1
F
1

Wesentlichste aus der beigegebenen Figur zu entnehmen; auch die Quelle (Centralbl. d. Bvwltg. 1899) geht hierauf nicht ein.

Zur Beseitigung des Schlammes aus den Brunnen dient ein im Zentrum jedes Brunnens drehbar eingehängtes Rohr, von welchem in 1 m unter Wasserspiegel rechtwinklig ein durch die Brunnenwand geführtes Rohr abzweigt, das Schieberverschluß hat, und, unten angehängt, ein anderes Rohr mit Öffnungen in der Wand, das die Brunnensohle bestreicht. Wird der Schieber im dem rechtwinkligen Abzweig geöffnet, so bildet sich vermöge der 1 m hohen Wassersäule eine starke Strömung in dem zentralen Rohr, welche den Schlamm von der Brunnensohle mitreißt. Vorseglich ist in jedem Brunnen noch eine Schlammmpumpe aufgestellt, und zur gänzlichen Entleerung bezw. zur Reinigung hat jeder Brunnen eine Entleerungsleitung erhalten. Die Schlammbecken sind in gut durchlässigem Sand ausgehoben, und es wird in denselben der Schlamm mit Torfmull vermischt, um danach als Dünger guten Absatz an die Landwirte zu finden.

Eine kleine Kläranlage für Oberhof, von Mairich entworfen, welche nur für mechanische Klärung und Belüftung eingerichtet ist, hat einen Sandfang, in welchem der Schlamm sich in Kübeln nach der Konstruktion Fig. 299 und 300 absetzt, und Brunnen. Nach dem Verlassen der Brunnen erfahren die Wasser nur noch eine Belüftung, indem sie in ein flaches Becken

mit feiner Bodendurchlochung gelangen, durch die sie eine Höhe von etwa 2 m in dünnem Strahl frei durchfallen, unten zum Verspritzen auf eine Steinpackung treffend.

In Hannover, welchem die Einleitung seiner Abwasser nach vorheriger mechanischer Klärung in die Leine gestattet worden ist (vergl. S. 778), sind an ein paar Probebecken eingehende Versuche über den mechanischen Klärerfolg angestellt worden, über welche hier unter Verweisung auf die Quelle*) folgendes Wesentliche mitzuteilen ist:

Das eine Klärbecken hatte 50 m, das andere 75 m Länge; sonst stimmten beide darin überein, daß sie 2 m Sohlenbreite bei 3 m Breite im Wasserspiegel, am oberen 1,75 m und am unteren Ende 2,25 m Tiefe hatten. Das Wasser wurde dem Becken in Spiegelhöhe mittelst einer Schleuderpumpe zugeführt, nachdem es durch einen Sandfang gegangen war; im wesentlichen bezogen sich die Versuche auf den Trockenabfluß.

Die Ergebnisse derselben sind in 2 Gruppen gesondert. Beiden Gruppen ist gemeinsam, daß die Proben an bestimmten Tagen stündlich entnommen wurden, und zwar die Proben des Abflusses um etwa so viel später, als zur Bewegung des Wassers durch die Becken erforderlich war. Aus je 4 Proben des Zuflusses und des Abflusses wurde eine Durchschnittsprobe hergestellt, so daß bei jedem Versuch während der 24ständigen Tagesdauer 6 Zufluss- und 6 Abflusßproben untersucht worden sind. Für die eine Gruppe der Versuche wurden die Mittel aus den je 6 Versuchen eines Tages, für die anderen die bei jedem der 6 Versuche gefundenen Ergebnisse mitgeteilt.

Die Geschwindigkeiten des Durchflusses betrugen bei den Versuchen 8 mm, 6 mm und 4 mm.

	Die Abnahme der Schmutzstoffe betrug in Prozenten bei		
	den gesamten festen Stoffen	den gesamten organ. Stoffen	den suspendierten organischen Stoffen
	a) Tagesmittel mit 5—12 Tagen berechnet.		
Beckenlänge = 50 m.			
8 mm Durchflusßgeschwindigkeit	8,9	29,2	54,6 mit den Grenzen 46,4 u. 63,0
6 " "	8,4	30,8	56,8 " " 51,1 64,4
4 " "	10,6	29,9	56,2 " " 52,6 58,8
Beckenlänge = 75 m.			
8 mm Durchflusßgeschwindigkeit	18,3	36,2	62,7 " " 57,0 72,2
6 " "	11,0	34,1	61,7 " " 54,4 70,0
Beckenlänge = 50 m.			
8 mm Durchflusßgeschwindigkeit	12,8	27,0	60,5 mit den Grenzen 47,5 u. 95,4. die für je 4 Stunden gelten.
8 " "	16,1	34,5	58,6 mit den Grenzen wie vor von 40,4 und 90,6.
8 " "	19,8	34,7	57,4 mit d. Gr. wie vor von 4,0 u. 69,1
Beckenlänge = 75 m.			
4 mm Durchflusßgeschwindigkeit	18,6	30,5	63,2 " " 29,8 95,6
4 " "	20,2	37,5	62,5 " " 25,0 81,3
4 " "	19,8	38,6	57,8 " " 12,5 80,4

§ 523. Im Vergleich mit den bei der Kasseler Kläranlage gefundenen Zahlen weisen die vorstehenden eine etwas größere Gleichmäßigkeit des Klärerfolges auf; anscheinend sind sie aber etwas geringer als dort. Doch fehlen für eine genauere Nebeneinanderstellung die Grundlagen. Sollten die Kasseler Zahlen durchschnittlich höher sein, so würde die Ursache zum Teil wohl in der dortigen geringeren Durchflusßgeschwindigkeit, zum Teil auch wohl in der Verschiedenheit der Einleitung des Wassers in die Becken gefunden werden können. Wenn man die obigen

*) Schmidtmann, Gutachten betreffend Städtekanalisation und Verfahren für Abwasserreinigung; Sonderabdruck aus der Vierteljahrsschr. f. gerichtl. Medizin und öffentl. Sanitätswes. Berlin 1900.

Zahlen etwas näher betrachtet, so scheint es, daß die Durchflußgeschwindigkeit eine weniger große Rolle spielt als die Beckenlänge; doch steht die beim Erfolg eintretende Vermehrung längst nicht im Verhältnis zur Vergrößerung der Beckenlänge, da die Vergrößerung dieser von 50 auf 75 m, also im Verhältnis zu $\frac{1,5}{1}$, nur einer Vergrößerung des Reinigungserfolgs im Verhältnis von etwa $\frac{1,1}{1}$ bis $\frac{1,3}{1}$ entspricht.

Wie in Kassel schwankte auch in Hannover nach den unter b mitgeteilten Zahlen der in den verschiedenen Tagesstunden erzielte Klärungserfolg in sehr weiten Grenzen. Er war (wie dort) auch in den Stunden der größten Verunreinigung der Abwasser, etwa mittags, oft beträchtlich größer als zur übrigen Tageszeit; doch kamen auch Ausnahmen vor. Ebenfalls stellte sich in Hannover die Thatsache heraus, daß die Verunreinigungszahlen des in den Nachtstunden zwischen 2 und 5 Uhr erfolgenden Zuflusses viel weniger hoch lagen als die für das geklärte Wasser gefundene Zahlen der Tagesmittel. Bei 6 Untersuchungen fanden sich z. B. an suspendierten organischen Stoffen im Durchschnitt:

in dem zwischen 2 und 5 Uhr morgens erfolgenden Zufluß 59 mg
als Tagesmittel des geklärten Wassers 115 mg.

Wenn derartige Unterschiede durch längere Erfahrungen im praktischen Betriebe Bestätigung finden, so dürfen einzelne Städte davon wohl eine Erleichterung in dem Betriebe der Kläranstalten (während einiger Nachtstunden) erwarten, wofür allerdings Voraussetzung ist, daß sie im stande sind, Mißbräuchen, die daraus entstehen könnten, mit Sicherheit vorzubeugen.

Von Interesse sind noch einige in Hannover gemachte Feststellungen über die Verteilung des Abflusses auf die einzelnen Tagesstunden und die Wechsel in der Verunreinigung nach der Tageszeit: Es fließen innerhalb der 14 Tagesstunden von früh 8 bis abends 10 Uhr 75% des Tagesabflusses ab, und der größte Stundenabfluß ist 6%, der kleinste 2% des Tagesabflusses. —

Bei 8 mm Durchflußgeschwindigkeit ist die ausgeschiedene Schlammmenge $\frac{1}{450}$ und bei 6 mm $\frac{1}{435}$ der Abwassermenge. In der Zeit von 11⁴⁰—2⁴⁰ mittags ist das Verhältnis etwa doppelt so groß, nämlich $\frac{1}{227}$.

Die Wechsel in Menge und Beschaffenheit der Verunreinigungen des Wassers bis zu dem Zeitpunkte, wo dasselbe auf der Reinigungsanstalt in Bearbeitung genommen wird, möglichst einzugrenzen, ist sowohl vom wirtschaftlichen als gesundheitlichen Standpunkt ein erstrebenswertes Ziel. Es liegt hierin der Technik noch eine Aufgabe vor, die bisher beiseite gelassen worden ist, an deren Lösung durch geeignete Apparate aber wohl gedacht werden kann.

f) Chemisch-mechanische Abwasser-Reinigung.

§ 524. Ueber die am meisten gebräuchlichen Fällmittel und die Wirkungen jedes dieser Mittel ist zunächst auf die allgemeinen Angaben in § 195 ff. und danach auf § 479 zu verweisen. Nach dem, was in letzterem Paragraphen mitgeteilt wurde, ist die Beurteilung der chemisch-mechanischen Klärung in den Vereinigten Staaten von Nordamerika eine günstigere, als derselben in Deutschland ziemlich allgemein zu Teil wird, und insbesondere gilt dies mit Bezug auf die Benutzung von Kalk als Reinigungsmittel.

Kurz zusammengefaßt sind Vorzüge und Schattenseiten, die man in Deutschland der Kalkklärung beilegt, etwa folgende: Geringer Preis des Kalks;

starke Desinfektionswirkung; Ausbleiben von Fäulnis in dem geklärten Wasser, wenn Kalk in nicht zu großem Ueberschuf zugesetzt war; günstige fällende Wirkung: Vermeidung von Fäulnis des Schlammes, wenn der Kalkzusatz groß genug war; Präßbarkeit des Schlammes; auf der anderen Seite: Unwirksamkeit eines Teils vom Kalk, wenn das Wasser Seife enthält; große Vermehrung der Schlammmenge zunächst durch die Unreinigkeiten des Kalks (die 30 % und darüber betragen können); alsdann bedeutende Volumenvermehrung des wirksamen Prozentsatzes vom Kalk durch seine Verbindung mit Kohlensäure, da 1 Gewichtsteil Kalk 178 Gewichtsteile kohlensauren Kalk ergiebt; große Zeitdauer bis der Kalk seine Wirksamkeit geübt hat; Austreiben des Ammoniaks aus den Abwassern und dadurch Entstehung von übeln Gerüchen; lösende Wirkung auf feste Stoffe, wodurch der Abfluß mit fäulnisfähigen Stoffen angereichert wird und üble Zustände in der Vorflut entstehen können; Schädigung des Fischlebens in dem Vorflutgewässer (durch Aetzkalk), wenn solcher auch nur in der geringen Menge von 30 mg in den Abwassern enthalten ist, und Vernichtung des Fischlebens bei Anwesenheit von 70 mg; Vermehrung der Härte des Vorflutgewässers und dadurch Schädigung desselben für mancherlei Gebrauchszecke; Herabsetzung des Düngerwertes der Schlammassen. In Leipzig ging eine mit der Kalkklärung gemachte sehr üble Erfahrung dahin, daß sich an den Flügeln einer Schleuderpumpe dicke Kalkkrusten bildeten, die den Wirkungsgrad der Pumpe stark vermindern können.

Ob einige der angeführten Uebelstände sich durch Abstumpfung der in dem Abfluß verbleibenden Aetzkalkmenge mittelst Zuführung von Kohlensäure, oder Rauchgasen — Schornsteinluft — in einer Art und Weise vermeiden lassen, welche praktisch ausführbar ist, ohne übermäßige Kosten mit sich zu bringen, steht dahin. Andererseits ist es gewiß, daß die bakterienvernichtende Wirkung des Kalks sicherer mit Chlorkalk oder Brom oder Schwefelsäure erreichbar ist — ob im Großbetriebe billiger als mit Kalk, ist jedoch ungewiß — und Schäden, die aus dem Chlor hervor-gehen könnten, sich unschwer beseitigen lassen. Dies wird in denjenigen Fällen zu beachten sein, in welchen man geneigt ist, der Reinigung mit Kalk der baktericiden Wirkung wegen einen besonderen Vorzug einzuräumen. Für die Bakterienvernichtung sind auch Magnesiasalze ebenso wirksame als Kalk; ob aber ein Teil des Kalks, und ein wie großer, durch Magnesiasalze vorteilhaft ersetzt werden kann, scheint noch nicht sicher festgestellt zu sein.

Kohlmann hat auf Grund von Versuchen den Nachweis unternommen, daß bei Benutzung von Kalk, in der Form von Kalkhydrat, 97 % (!) des verwendeten Kalks unwirksam bleiben; dieser Verlust sei durch Verwendung von gesättigtem Kalkwasser vermeidbar*). Aus Versuchen mit der Reinigung eines Abwassers von bestimmter Beschaffenheit zieht Kohlmann Schlüsse, die der bisher herrschenden Auffassung, wonach der Kalk durch die im Wasser vorhandene Kohlensäure in (einfach-)kohlensauren Kalk übergeführt werde, entgegenlaufen. Die alkalische Reaktion eines gekalkten Wassers röhre von dem durch den Kalk in Freiheit gesetzten Alkali her, und die fällende Wirkung des Kalks trete erst ein, nachdem sämtliche vorhandenen Alkaliverbindungen in Calciumverbindungen übergeführt worden seien. Auch die sonst bestehende Ansicht, daß ein Ueberschuf von Kalk auf bereits ausgefällte organische Stoffe wiederum lösend wirken könne, wird von Kohlmann als irrig erklärt; selbst ein bedeutender Ueberschuf von Kalk sei nicht im stande, durch Kalk ausgefällte organische Stoffe wieder zu lösen. — Wenn auch nichts anderes, so dürfte hierdurch mindestens erwiesen sein, daß der gegenwärtige Stand der Kenntnis von der spezifischen Wirkung chemischer Fällmittel noch ein etwas „zurück-gebliebener“ ist.

Die Schlammlage, welche bei Kalkklärung besonders schlimm ist, hat man in England mehrfach dadurch zu mildern gesucht, daß man dem Schlamm Thon, oder auch Straßenkehricht mit Thongehalt und Kalk zumischte, und das Ge-

*) Zeitschr. f. öffentl. Chemie 1899.

misch brannte, um ein brauchbares hydraulisches Mörtelmaterial zu erhalten. Bei den heutigen niedrigen Preisen hochwertiger hydraulischer Mörtel ist aus solchem Verfahren ein wirtschaftlicher Nutzen wohl nicht zu erzielen, während die Schlammzerstörung durch Brennen gesundlich allerdings günstig wirkt.

Wird außer Kalk noch ein weiterer Zusatz gemacht, so muß dieser entweder so beschaffen sein, daß er die Wirkung des Kalks nicht in störender Weise beeinflußt, umgekehrt dieselbe unterstützt; oder es darf das zweite Mittel erst hinzugefügt werden, nachdem der Kalk seine Wirkung bereits geübt hat; letzteres kann bei der langen Zeitspanne, die der Kalk braucht, sehr betriebsstörend sein. Zusätze, durch deren etwaige Verbindungen die Apparate angegriffen oder arbeitsuntauglich gemacht werden, sind unbrauchbar.

Klärung mit Kalk und darauf folgendem Zusatz von Thonerdesulfat giebt unlösliche schwere Thonerde- und Kalksilikate; das Thonerdesulfat dient auch zur Schönung des Abflusses, indem es öfter Verfärbungen beseitigt; es wirkt ferner in geringem Grade bakterienvernichtend, hat aber den Mangel, daß die Flocken von Thonerdehydrat sich in dem Abfluß schwebend erhalten; dies ist auch für eine etwa nachfolgende Behandlung des Wassers durch Filtration oder Rieselung sehr hinderlich.

Kalk mit Eisensulfat und löslicher Kieselsäure geben einen Niederschlag, der aus Thonerde und Silikaten besteht und hohes spezifisches Gewicht besitzt, daher kräftig fällend wirkt.

Eisensalze (auch Kupfer- und Zinksalze) kommen als Oxydsalze (Sulfate) und Oxydulsalze (Sulfite) vor. Beide Formen sind giftig, doch die Sulfate viel weniger giftig als die Sulfite. Wenn schwefelwasserstoffhaltiges Wasser mit Wasser zusammentrifft, die lösliche Chloride oder Sulfate enthalten, so wird der Schwefelwasserstoff gebunden, und es entstehen Sulfite, die zwar niedergeschlagen, aber auch wieder aufgewühlt werden können, und für Fischleben sowie Pflanzenwuchs sehr schädlich sind. — Die Reinigung mit Eisensulfat ist nur bei hoher Alkalinität des Abwassers wirksam, die, wenn sie nicht von vornherein vorhanden ist, am einfachsten durch einen Kalkzusatz hergestellt wird. Auch Eisoxydsalze werden bei eiweißhaltigen Körpern in voluminöser Form und rasch ausgefällt, und Keime sowohl mit zu Boden gerissen als vernichtet. Der erfolgende Schlamm ist von lockerer Struktur, so daß er rasch trocknet und seine Ansammlung keine besonderen Uebelstände mit sich bringt, namentlich nicht bei etwas erhöhter Lage des Sammelplatzes.

Eisenchlorid hat zuweilen keine ganz befriedigende Wirkung auf die Beseitigung der organischen Stoffe ausgeübt. Die Benutzung dieses Mittels ist auch mit dem Uebelstande verbunden, daß durch freie Salzsäure Eisenteile stark angegriffen werden.

In gewissem Maße wirkt die Form der Niederschläge, die ein Fällmittel ergibt, auf die Wahl desselben ein. Bei großflockigen Niederschlägen z. B. ist es notwendig, den Schlamm immer innerhalb kurzer Fristen fortzunehmen, weil jene sich vielleicht, indem sie aufsteigen, dem Wasser von neuem beimischen.

Aus der vorstehenden summarisch gehaltenen Uebersicht, zu der sich Ergänzungen an mehreren vorhergegangenen Stellen des Buches finden, ist insbesondere die große Rolle erkennbar, welche die Beschaffenheit der Abwasser — die Reaktion desselben — spielt. Wenn den häuslichen Abwassern Fabrikwasser beigemischt sind, hängt es vielleicht durchaus von Beschaffenheit und Menge letzterer ab, ob und welches Klärmittel gebrauchsfähig ist. Aus diesem Grunde ist bei den chemisch-mechanischen Klärverfahren in viel höherem Grade mit der Möglichkeit von Fehlschlägen, bezw. der Notwendigkeit eines längeren Probier-

stadiums zu rechnen als bei der weniger empfindlichen Abwasserreinigung durch Rieselung oder Filtration, oder dem biologischen Verfahren.

§ 525. Zu dem Apparat der chemisch-mechanischen Abwasserreinigung gehören zunächst Tauchplatten, Gitter und Sandfänge. Tauchplatten haben insbesondere den Zweck, obenauf schwimmende, spezifisch leichte Stoffe anzuhalten. Das sind Fette, Seife, Lichtstümpfe, Stoffreste, Papier, Korken u. s. w. und sperrige Stoffe. Die Zurückhaltung von Fetten und ähnlichen Stoffen kann nicht nur mit der Absicht geschehen, eine Verwertung derselben zu erzielen, sondern auch mit der anderen, den Klärerfolg zu verbessern, bezw. Schädigungen zu vermeiden, die bei Nachbehandlung der Wasser — etwa durch Rieselung oder Filtration — dadurch eintreten, daß jene Stoffe sich zusammenballen oder in Krustenform absetzen. Gitter mit Weiten von 20 mm bis 10 mm herab müssen mit senkrechter Anordnung der Stäbe hergestellt werden, weil sie so bequemer zu reinigen sind, auch maschinell, wie z. B. die Gitter nach der Konstruktion von Riensch. Um den Betrieb beim Reinigen nicht unterbrechen zu müssen, sind zwei Gitter, aufeinander folgend, notwendig, welche beide entweder ständig eingesetzt sind, oder wovon das zweite erst vor, oder gleichzeitig mit dem Ausheben des ersten geschlossen wird; letztere beiden Anordnungen sind vorzuziehen, weil vor den Gittern Aufstau des Wassers stattfindet, der um so größer ist, je feiner das Gitter, und der einen entsprechenden Verbrauch an Gefälle für die Kläranlage bedeutet. Da bei Tauchplatten der Aufstau geringer ist, kann es sich unter Umständen empfehlen, von der verlangten Gesamtleistung den Tauchplatten einen möglichst großen Teil zuzumuten, um die Gitter zu entlasten. Schräge Stellung der Gitter kann das Ausheben und Wiedereinsetzen erleichtern, erfordert aber mehr Raum; es werden sowohl schräge als senkrechte Stellungen angetroffen, ganz nach den Besonderheiten der Einrichtung der Kläranstalt. — Sandfänge werden häufig in Formen angelegt, die wesentlich verbessert werden könnten; so z. B. erscheint Kreisform des Grundrisses da wenig zweckmäßig, wo Zuführung und Abführung des Wassers sich an zwei Seiten gegenüber liegen, weil die Stelle, an welcher Ablagerungen erfolgen sollen, keine feste Lage hat. Da große Tiefe des Sandfanges den Betrieb desselben übermäßig erschweren kann, würden sich Gestaltungen am meisten empfehlen, bei denen das Wasser einen bestimmten Weg zu nehmen hat, in welchem durch besondere Verlangsamung der Geschwindigkeit das Absetzen von Schweben- und Sinkstoffen möglichst begünstigt ist. Die dazu nötige Querschnittsvergrößerung kann sowohl seitlich als in der Tiefe geschaffen werden. Ob der Austritt des Wassers aus einem Sandfang in dünner Schicht, wie er oft angetroffen wird, immer zweckmäßig ist, ist zweifelhaft, weil in dieser Schicht die Wassergeschwindigkeit groß ist, wodurch notwendig in dem rückwärts liegenden Teile des Sandfanges Bewegungen entstehen, die der Ablagerung von Sinkstoffen entgegenwirken.

§ 526. Ueber die Einrichtungen zu weitergehender Abwasserreinigung: Becken und Klärbrunnen, bezw. Klärtürme*), ist einiges Allgemeine bereits in § 203 mitgeteilt, das durch folgendes ergänzt werden muß.

Becken erfordern großen Raum. Ihr Betrieb ist dadurch weniger leicht übersehbar und umständlicher, auch der Frostschutz schwieriger. Hingegen kann bei flachem Gelände die Ausführung leichter, ja die einzige mögliche sein, namentlich im Vergleich mit Klärbrunnen. Die große Flächenausdehnung der Becken befördert die Bildung von Gasen und Aufsteigen von Gasblasen im Wasser mit

*) Andere Formen von Reinigungsapparaten als die genannten haben in Deutschland bei Reinigung von Abwassern ganzer Städte bisher keine Verwendung gefunden; es erscheint daher unnötig, auf dieselben einzugehen.

Geruchbelästigungen der Umgebung und ungünstiger Wirkung auf den Reinigungs erfolg; dies ist besonders der Fall, wenn die Wasserfläche vom Winde bestrichen werden kann. Jene bewirkt auch die Ausbreitung des Schlammes auf großen Flächen, wodurch Fäulnisvorgänge räumliche Ausbreitung erfahren, die Entfernung des Schlammes erschwert und verzögert wird. Letzteres steht im Gegensatz zu der gesundheitlichen Forderung, daß der Schlamm möglichst sogleich nach seiner Bildung aus dem Abwasser entfernt werden soll. Zur Fortnahme des Schlammes aus Becken ist es notwendig, einen mehr oder weniger hohen Prozentsatz der Anlage vorübergehend außer Betrieb zu setzen; es wird dadurch die Anlage entsprechend vergrößert; im Durchschnitt mag die Herausnahme des Schlammes aus einem Becken in Zeitabschnitten von 5—10 Tagen notwendig sein. Bei Klärbrunnen und Klärtürmen kann die Schlammbeseitigung stetig erfolgen und ohne Betriebsunterbrechungen. Das Raumfordernis derselben ist gering, entsprechend gering auch die Ausbreitung von üblen Gerüchen; besondere Vorkehrungen zum Frostschutz kommen in Wegfall. Hingegen müssen mit Klärtürmen, und noch mehr mit Klärbrunnen, größere Bodentiefe erreicht werden, was bei ungünstiger Bodenbeschaffenheit erhebliche Kosten mit sich bringen, unter Umständen die Ausführung solcher Anlagen unmöglich machen kann. Klärbrunnen und Klärtürme sind auch dadurch im Nachteil gegen Becken, daß zur Erzielung etwa desselben Reinigungs erfolges die Durchflusgeschwindigkeit des Wassers erheblich kleiner als bei Becken sein muß, was eine entsprechende Vergrößerung der Anlage zur Folge hat. Denn der mechanische Teil der Reinigung vollzieht sich unter der Wirkung von drei Kräften: der Schwerkraft = S , der der Wassergeschwindigkeit v entsprechenden Kraft $P = \frac{S}{2g} v^2$, und dem aus der Raumgröße der Schwebestoffe bestimmten Auftrieb = A . Beim Durchfluß von Becken ergibt sich aus den genannten Kräften eine Resultierende:

$$R = \sqrt{(S-A)^2 + \left(\frac{S}{2g} v^2\right)^2} \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

welche eine abwärts gewendete Richtung der Sinkstoffbewegung erzeugt, die durch den Ausdruck:

$$\tan \alpha = \frac{S-A}{\frac{S}{2g} v^2} = 2g \frac{S-A}{S v^2} \quad \dots \dots \dots \quad (2)$$

bestimmt ist.

Bei der Aufwärtsbewegung des Wassers in Klärbrunnen und Klärbecken ist die Kraft, welche zur Abwärtsbewegung von Schwebestoffen wirksam ist:

$$R_1 = S - A - \frac{S v^2}{2g}, \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

und es ist aus diesen Ausdrücken ersichtlich, daß die Abwärtsbewegung der Schwebestoffe unter der Wirkung von R_1 viel langsamer erfolgt, als unter Wirkung der Kraft R . In der Praxis rechnet man demzufolge bei Klärbrunnen und Klärtürmen mit Geschwindigkeiten von nur 1—3 mm, gegenüber etwa dem Doppelten bei Klärbecken.

Handelt es sich um Becken, in welchen das Wasser zeitweilig zur Ruhe kommt, so fällt der Vergleich für die Klärbrunnen und Klärtürme noch ungünstiger aus, da bei diesen die das Sinken der Schwebestoffe bewirkende Kraft:

$$R_2 = S - A \quad \dots \dots \dots \quad (4)$$

größer als R_1 ist.

Zu der Wassergeschwindigkeit ist übrigens anzumerken, daß die eben genannten Zahlen nicht als Durchschnittsgeschwindigkeiten, etwa nach der Zeitdauer eines Tages zu berechnende, sondern als größte verwendbare in dem Falle angenommen werden müssen, daß ein Reinigungserfolg von einiger Größe erreicht werden soll, und ferner, daß sie sich auf den Nettoquerschnitt, d. h. den bei Becken nach Abzug des vom Schlamm bei größter Anhäufung desselben eingenommenen, verbleibenden Teils der Beckentiefe beziehen müssen. Andererseits ist jedoch zu beachten, daß zu geringe Wassergeschwindigkeit, d. h. zu langer Aufenthalt des Wassers in der Kläranstalt auch die Fäulnisvorgänge der Schmutzstoffe des Wassers, und in dem abgesetzten Schlamm begünstigen kann.

§ 527. Ob für Ruhebetrieb eingerichtete Becken, solchen mit Durchfluß vorzuziehen sind, läßt sich nicht allgemein sagen. Wenn die zum Ausfällen eines gewissen Prozentsatzes der Schwebestoffe notwendige Ruhezeit wesentlich kürzer ist, als diejenige Zeit, die das Wasser, um denselben Reinigungserfolg zu erzielen, zum Durchfließen eines Beckens gebrauchen würde, so ist das Becken für Ruhebetrieb im Vorzuge, wogegen bei nur geringem Zeitunterschiede das Becken mit Durchflußbetrieb vorzuziehen sein wird, weil dieses die Zersetzung der Schmutzstoffe weniger begünstigt als jenes.

Bei Becken mit Ruhebetrieb bestimmt sich, wenn jedes Becken im Laufe von 24 Stunden einmal gefüllt und entleert wird, der Gesamtinhalt nach der größten zu erwartenden Tagesmenge des Abwassers, mit Hinzutritt eines Zuschlags, der den wegen Reinigung vorübergehend außer Thätigkeit tretenden Teil deckt; dieser Teil ist nach der kürzesten Dauer der Zeit, die zwischen zwei Reinigungen liegt, zu bemessen. Wenn etwa jeden 5. Tag ein Becken zu reinigen ist und die Reinigung 1 Tag erfordert, so würde jener Zuschlag 20 %, doch bei Reinigung jeden 10. Tag nur 10 % betragen müssen; zweckmäßig würden danach 5 bzw. 10 Becken gleicher Größe anzulegen sein, von welchen 4 bzw. 9 zusammen den mit dem größten Tageszufluß übereinstimmenden Gesamtinhalt erhalten müßten. Hiermit ist auch über die vorteilhafteste Grenze für die Größe der einzelnen Becken bestimmt, da, wenn man dieselbe größer als angegeben machen wollte, wegen der Reinigung zeitweilig ein zu großer Teil des Beckeninhalts außer Betrieb treten müßte, und wenn man kleinere Becken anlegt, man die Baukosten vermehren würde. Erfordert die Reinigung längere Dauer als 1 Tag, so ist eine entsprechende Vergrößerung des Zuschlags notwendig.

Bei der Größenbemessung der einzelnen Becken für Ruhebetrieb kommt aber noch ein anderes Moment in Betracht. Große Becken erfordern geraume Zeit sowohl zur Füllung als zur Entleerung, kleinere entsprechend weniger. Dadurch wird bei dem zuletzt zugeflossenen Teil des Abwassers die Ruhedauer im gleichen Verhältnis verkürzt und im allgemeinen ein minder guter Reinigungserfolg erzielt. Das führt, wenn es auf intensive Ausnutzung der Anlage ankommt, vielleicht dazu, mit der Größe der einzelnen Becken wesentlich hinter derjenigen Grenze zurückzubleiben, die oben als sonst zweckmäßigste hingestellt worden ist. Und dies ist in um so höherem Grade notwendig, je kürzer die Ruhepause gehalten wird. Becken für kürzeren Aufenthalt des Wassers müssen daher klein sein. Die Zahl der Becken und die Baukosten werden damit entsprechend größer; auf der anderen Seite wird aber der Gesamtinhalt der Becken kleiner und dadurch die Ausnutzungsfähigkeit derselben größer. Die vorteilhafteste Form der Becken ist (vergl. im § 517) die quadratische. Die Tiefe derselben ist, soweit sie über einer gewissen unteren Grenze liegt, willkürlich, und kann etwaigen Besonderheiten der Oertlichkeit angepaßt werden. Allerdings wird ein flacheres Becken

wegen der öfter eintretenden Notwendigkeit der Reinigung längere Zeit außer Dienst sein, als ein tieferes. Dies ist im Interesse des Reinigungserfolgs einerseits günstig, bringt andererseits aber auch die Gefahr mit sich, daß in jenem bereits abgelagerter Schlamm sich dem darüber stehenden Wasser von neuem beimischt. Als geringste Beckentiefe werden hiernach etwa 1,25—1,5 m in dem Falle anzusehen sein, daß es sich nicht um Wasser mit besonders hohen Anteilen von Schwebestoffen handelt; wo letzteres der Fall, wird man etwa 1,75—2,5 m als geringste Tiefe annehmen können.

Becken für Durchflußbetrieb müssen langgestreckte Form erhalten, was relativ hohe Baukosten mit sich bringt; im übrigen steht über die zweckmäßigste Form derselben, die nur aus zahlreichen und vielseitigen Versuchen ermittelt werden könnte und für fast jede Abwasserbeschaffenheit eine andere sein müßte, heute wenig fest. Man findet Becken mit ansteigender sowohl als mit fallender Sohle; Gefälle bzw. Ansteigung bewegen sich etwa in den Grenzen von 1:100 bis 1:25.

Beide Gestaltungen bewirken eine gewisse Sammlung des Schlammes auf engem Raum, und erleichtern die Ausräumung desselben, bzw. die Reinigung des Beckens. Die ansteigende Sohle wirkt geschwindigkeitshemmend, bei gleichbleibender Breite des Beckens aber auch wieder geschwindigkeitsvermehrend wegen der Querschnittsverkleinerung, welche stattfindet. Der große Querschnitt am Anfang der Sohle ist ohne Nutzen, da hier das Ausfallen von Schwebestoffen noch kaum in erheblichem Umfange stattfindet; allerdings wird er bei genügend starker Ansteigung der Sohle zum Teil von den hier zusammenrutschenden Schlammanhäufungen erfüllt. Die fallende Sohle ergibt für das hintere Ende des Beckens verlangsamte Geschwindigkeit, welche das Ausfallen der leichtesten Schwebestoffe befördert; doch erfolgt die Geschwindigkeitsabnahme wegen der Schlammanhäufung an dieser Stelle in kleinerem Verhältnis als die Querschnittsvergrößerung.

Wenn man beachtet, daß nach den Gleichungen 1 und 2 auf S. 833 die Bahn, in welcher ein Schwebeteilchen der Beckensohle zustrebt, eine gestreckte Linie bildet, die ihre Konvexität nach oben wendet, und daß die Länge dieser Bahn um so größer wird, je größer die Durchflußgeschwindigkeit des Wassers ist, so ist klar, daß fallende Sohlenform die Wirkung hat, diese Bahn zu verlängern, ansteigende dagegen dieselbe zu verkürzen. Grundsätzlich muß aus diesem Gesichtspunkt die ansteigende Sohlenform als die richtigere anerkannt werden, doch unter der Voraussetzung, daß das Ansteigen keine Querschnittsverkleinerung bewirkt. Es müßte daher bei solcher Sohlenform das, was in der Tiefe an Querschnitt verloren wird, in der Beckenbreite wieder hinzugefügt werden; das kann jedoch bei gewissen Formen des Geländes ungünstige Ausnutzung desselben ergeben. Aber abgesehen hiervon wird es sich immer empfehlen, die Beckensohle nach zwei Kurven zu formen, von welchen die eine für den vorderen Teil des Beckens bestimmte fällt, die für den hinteren Teil ansteigt. Der Punkt, an welchem die beiden Kurven zusammentreten, wäre daher der Tiefpunkt des Beckens; er müßte in etwa $\frac{2}{3}$ oder $\frac{3}{4}$ der Beckenlänge oder vielleicht noch etwas weiter vom Anfang des Beckens entfernt liegen. Wenn man alsdann auch die Sohlenbreite nach einer Kurve mit dem tiefsten Punkt in $\frac{1}{2}$ der Breite formte, so würde sich wahrscheinlich eine der Bewegung der Schwebestoffe besser entsprechende Beckenform ergeben als die bisher üblichen Formen. Und dieselbe würde in dem Sinne, daß der Schlamm bis zu gewissem Grade an einer Stelle der Sohle gesammelt wird, mindestens dasselbe leisten, wie die geneigte oder ansteigende Sohlenform; sie würde auch eine Verkürzung der Beckenlänge zulassen und dadurch eine Verringerung der Baukosten zur Folge haben. Daß die

vorgeschlagenen Kurven auch durch Züge aus kurzen geraden Stücken ersetzt werden können, ist selbstverständlich.

Bisher kommen Becken mit Längen zwischen 30 und 100 m vor. Je größer die Durchflußgeschwindigkeit, um so größer muß die Beckenlänge sein, und da man mit der Beckenbreite, um einen gewissen Gleichmäßigkeitsgrad der Geschwindigkeit in allen Teilen des Beckens zu erzielen, nicht über das engbegrenzte Maß von 4 bis höchstens 8 m hinausgehen kann, so folgt, daß Becken mit großer Durchflußgeschwindigkeit kostspielig im Bau werden, um so kostspieliger, je größer die Länge derselben in Vergleich zur Breite ist (§ 517). Es bedarf daher eingehender Rechnungen über Bau- und Betriebskosten, um zwischen der meist vorhandenen Möglichkeit der Anlage entweder eines langen Beckens mit großer, oder eines kurzen mit geringer Durchflußgeschwindigkeit die im wirtschaftlichen Sinne günstigste Lösung zu finden. Daß bei solchen Rechnungen besondere Beschaffenheiten der Schwebestoffe des Wassers, bezw. der durch Anwendung chemischer Zusätze erzielten Niederschläge voll zur Berücksichtigung kommen müssen, daß ferner auch die Thatsache in Betracht zu ziehen ist, daß durch lange Durchflußdauer die Wasserbeschafftheit — wegen Beförderung der Fäulnisvorgänge — ungünstig beeinflußt wird, bedarf der Erwähnung kaum.

§ 528. Durch die Reibung des Wassers an den Wänden, durch Temperaturunterschiede, durch chemische Prozesse, durch Besonderheiten der Ein- und Auslaßvorrichtungen u. s. w. entstehen Ungleichheiten der Wasserbewegung in den verschiedenen Querschnittsteilen eines Durchflußbeckens, wie auch „störende“ Bewegungen. Letztere verschaffen sich im allgemeinen um so größere Geltung je größer der Beckenquerschnitt ist, und in demselben Maße etwa wird die Bildung sogenannter toter Punkte an den Enden und seitlich im Becken begünstigt. Daher muß die Beckenbreite notwendig gering gehalten werden. Um der dadurch entstehenden Kostenvermehrung in etwas zu begegnen, empfiehlt sich das Mittel, die Grundrißform der Becken dem Quadrat anzunähern, innerhalb dieser Form aber durch Einfügung von Leitwänden den Weg des Wassers genügend zu verlängern. Solche Leitwände sind, auf die Längeneinheit bezogen, weniger kostspielig als die Umschließung der Becken und können auch fortnehmbar eingerichtet werden. Werden die Leitwände (die man in der verschiedensten Weise führen kann) nahe genug aneinander gerückt, so erfolgt die Wasserbewegung geregelter; allerdings zieht die Verlängerung des benetzten Umfangs auch vergrößerte Reibung und dadurch vergrößerte Unterschiede in der Gleichförmigkeit der Wasserbewegung nach sich. Der Weg des Wassers zwischen den Leitwänden darf auch keine allzuschroffen Wendungen machen, weil an solchen störende Bewegungen auftreten.

Becken mit fortnehmbaren Leitwänden lassen sich als Zwischenformen zwischen Becken mit Ruhebetrieb und solchen mit Durchflußbetrieb auffassen, da bei ihnen die Möglichkeit vorhanden ist, sie nach Umständen für jede der beiden Betriebsweisen zu benutzen.

§ 529. Eine besondere Form der Beckenkürzung entsteht dadurch, daß man bei Ruhebetrieb das Wasser nacheinander in mehrere Becken eintreten läßt. Da man das Wasser vom ersten in das zweite Becken nur in Spiegelhöhe überleiten kann, so setzt diese Ausführung terrassenförmige Gestalt des Geländes voraus. Die Stufenhöhe der Terrassen braucht aber nur um einen Teil der Beckentiefe, vielleicht die Hälfte oder etwas darüber, verschieden zu sein, weil man, um das Wasser bis nahe über die Schlammschichthöhe abzulassen, zwischen je zwei Becken

einen der Höhe nach veränderlichen Ueberfall oder eine Abfluseinrichtung einschaltet, die, als schwimmender Apparat ausgebildet, sich selbstthätig nach dem Wasserspiegel einstellt. Weil dies Ausfallen der schwereren Schwebestoffe in kürzerer Zeit geschieht als das der leichteren, muß das Wasser in den folgenden Becken durch entsprechend längere Zeit festgehalten werden als in den vorhergehenden; für ein oberes Becken sind demzufolge mindestens zwei untere anzulegen.

Eine noch andere Form der Beckenkärlung ergiebt sich dadurch, daß man eine Kombination von Becken und Brunnen ausführt. Die Abwasser gehen zunächst in Brunnen — mit Durchflußbetrieb — und danach in Becken, ebenfalls mit Durchfluß-, oder auch mit Ruhebetrieb. Zwischen Brunnen und Becken braucht keine Höhenabstufung wie vorhin vorhanden zu sein; der Bedarf an Grundstücksgröße ist im Vergleich zu Beckenkärlung allein erheblich geringer, ohne daß der Reinigungserfolg ungünstig beeinflußt wird.

§ 530. Außer Becken zum Abscheiden der Schmutzstoffe kommen auch solche vor, die nur dem Zwecke der nachträglichen Belüftung des Wassers dienen. Derartige Becken sind sowohl für Ruhebetrieb als für Durchflußbetrieb einzurichten, in beiden Fällen werden sie nur ganz flach gestaltet. Der Zweck solcher Becken läßt sich übrigens auch durch Kaskaden oder lange Wege des Wassers in Gerinnen oder in Becken zwischen nahe einander gerückten Leitwänden erreichen.

§ 531. Bei der Beckenkärlung ist die zweckmäßige Gestaltung derjenigen Einrichtungen, die zum Einlaß und Auslaß des Wassers dienen, von großem Einfluß auf den Reinigungserfolg. Dieselben müssen so arbeiten, daß dadurch keine störenden Bewegungen in dem Wasserinhalt des Beckens hervorgerufen werden, kein Aufwühlen bzw. Mitreißen des bereits ausgefallenen Schlammes hervorgerufen wird, daß sie sich Wechseln in der Wasserbeschaffenheit und Menge leicht anpassen; endlich müssen sie zuverlässig funktionieren. Während am Einlauf für gewöhnlich keine Regelbarkeit engeren Sinnes notwendig ist, sondern nur so viel davon zu verlangen ist, daß Einschaltung und Ausschaltung eines Beckens beliebig erfolgen kann, sind Einrichtungen zum feineren Regeln am Auslauf nicht zu entbehren; rückwärts können dieselben regelnd auch auf den Zufluß wirken. Es kommen hier regelbare Ueberfälle, schwimmende Auslässe, Kippgefäße und Schwimmer, durch die Verschlüsse in Thätigkeit gesetzt werden, Heber und Apparate sehr wechselnder Einrichtung vor, von welchen auf einzelne bei den weiterhin mitgeteilten Beispielen einzugehen sein wird. Unter Umständen kann es sich empfehlen, vor dem Auslauf noch eine Tauchplatte, namentlich für den Zweck, um Fetteile zurückzuhalten, anzuordnen.

Zum Ablassen des unmittelbar über der Schlammsschicht stehenden nicht genügend gereinigten Wassers müssen besondere Einrichtungen vorhanden sein, die so beschaffen sind, daß das Wasser an den Anfang der Kläranlage zurückgeführt werden kann, um dieselbe wiederholt zu passieren. Diese Einrichtung dient in der Regel auch zur Entfernung des dünnflüssigen Teils der Schlammablagerung. Entweder fließen schmutziges Wasser und dünnflüssiger Schlamm einer Pumpe zu, oder Behältern, in die sie selbstthätig, oder durch äußeren Luftdruck gelangen, um danach durch inneren Luftdruck entfernt zu werden. Die sogenannten Vakuumkessel haben bei Förderung von Schlamm vor Pumpen den Vorzug größerer Betriebssicherheit. Der letzte, festere Teil des Schlammes ist durch Handarbeit, oder nach stattgefunder Verwässerung wie vor angegeben zu beseitigen.

§ 532. In den Klärbrunnen und Klärtürmen müssen die in aufsteigender Bewegung befindlichen Abwasser die in sinkender Bewegung befindlichen Schweb-

stoffe passieren, wodurch der Reinigungserfolg gefördert wird, und auch mit Bezug auf die Entfernung von Keimen aus dem Wasser eine günstige Wirkung eintritt. Günstig wirkt es ferner, daß im Vergleich zur Beckenklärung eine größere Gleichmäßigkeit der Wasserbewegung im ganzen Querschnitt stattfindet.

Bei ausreichend verlangsamtem Durchfluß (vergl. § 526) werden in den Klärbrunnen und Klärtürmen größere Mengen von Schwebestoffen und Keimen abgeschieden als in Becken, von ersteren leicht 90% und von letzteren 70—90%; auf die gelösten Stoffe findet aber, ebensowenig wie bei Beckenklärung, eine nennenswerte Einwirkung statt. Weil aber in den Klärtürmen die aufsteigende Bewegung weniger störende Bewegungen beim Einlauf und Auslauf erleidet, sind die Klärtürme den Klärbrunnen in der Wirkung überlegen. Sehr günstig ist es, daß die Entfernung des Schlammes jederzeit, ohne Betriebsstörungen zu verursachen, erfolgen kann, also auch so zeitig, daß nicht erst Fäulnis entsteht. Ungünstig ist, wenn die Entfernung des abgelagerten Schlammes mittelst Bagger erfolgt, daß der Schlamm durch die ganze Höhe der Wassersäule gehoben wird; bei Entfernung des Schlammes durch Pumpen wird dies vermieden; der Schlamm ist dann aber wasserhaltiger.

§ 533. Durch die angenommene Geschwindigkeit und die Festsetzung der Durchflußdauer ist über die Tiefe, welche Klärbrunnen erhalten müssen, bestimmt. Zu der hiernach bestimmten Tiefe muß für die Schlammablagerung noch ein gewisser, nicht unbedeutender Zuschlag gemacht werden, der bis etwa $\frac{1}{3}$ der Gesamttiefe beträgt. Dieser untere Teil wird kegel- oder kugelförmig oder kono-
idischi gestaltet, um den Schlamm auf kleiner Fläche zu sammeln. Nach-
stehende Tabelle enthält Angaben über die notwendigen Brunnentiefen.

Durchflußdauer Stunden	Wasser- geschwindigkeit mm	Oberer Teil der Brunnentiefe m	Zuschlag m	Gesamttiefe m
1	1	3,6	1,4	5,0
	1	5,4	1,6	7,0
	1	7,2	1,8	9,0
$1\frac{1}{2}$	1,5	2,4	1,1	3,5
	1,5	3,6	1,4	5,0
	1,5	4,8	1,7	6,5
2	2	1,8	1,2	3,0
	2	2,7	1,3	4,0
	2	3,6	1,4	5,0

Die Tabelle zeigt, daß für die Ausführbarkeit von Brunnen die Bodenbeschaffenheit oft eine Grenze zieht, wenn übermäßig hohe Kosten vermieden werden müssen. Dieser Fall tritt besonders leicht ein, wenn der Zuflusskanal tiefe Lage hat und nicht etwa Hebung des Wassers durch Pumpen stattfinden kann.

Die Brunnen, welche meist cylindrisch, seltener achteckig oder quadratisch oder rechteckig gestaltet werden, erhalten Querschnitte von 4—50 qm Größe. Für Brunnen von kleinem Querschnitt gilt etwa dasselbe, was S. 824 über die Eigenschaften kleiner Becken angeführt worden ist. Allgemein aber ist zu Gunsten ersterer anzuführen, daß der Betrieb derselben sich den Wechseln in Beschaffenheit und Menge der Abwasser viel besser anpassen läßt als der Betrieb großer Brunnen, der Reinigungserfolg daher gewinnt. Wichtig ist, daß die Innenfläche der Brunnen glatt sei, um Anhaften von Schmutzteilen zu vermeiden.

Bei den früheren Ausführungen erfolgte der Eintritt des Wassers gewöhnlich nur auf einem gewissen Teil des Umfanges. Dies hat störende und ungleichmäßige Bewegungen des Wassers und ungünstige Mischung desselben mit den Chemikalien zur Folge. — Die älteren einfachen Abflusseinrichtungen aus Brunnen, welche keine ausreichende Sicherheit gegen das Mitreißen von Schwebestoffen boten, sind neuerdings ebenfalls wesentlich vervollkommen worden.

Vereinzelt ist in Brunnen ein Schirm aus Latten zu dem Zweck der gleichmäßigen Verteilung des Wassers auf den Brunnenquerschnitt angebracht worden. Der Schirm bildet gleichzeitig ein Hindernis für das Mitreißen von Schwebestoffen zur Höhe und gibt Gelegenheit zur selbsttätigen Bildung eines Schlammfilters.

Durch die aufsteigende Bewegung des Wassers in den Brunnen wird das Aufsteigen von Gasblasen und die Entstehung übler Gerüche befördert. Klärbrunnen müssen daher eventuell in geschlossenen Räumen liegen. Wenn diese nur klein sind, ist bei Abwassern, welche starke Gerüche ausströmen lassen, eine Überdeckung der Brunnen mit Glocke, und Entlüftung des Glockenraumes notwendig.

Zur Entfernung des Schlammes aus dem Brunnen kann man, wenn der Schlamm nicht in eine Filterpresse, sondern auf einen Lagerplatz geht, der tiefer liegt, als der Wasserspiegel im Brunnen, Wasserdruck benutzen. Es ist dann in entsprechender Höhe ein Rohr durch die Brunnenwand zu führen, dessen im Brunnen liegendes Ende etwa als Schlauch ausgebildet, oder in sonstiger Weise beweglich gemacht wird, um damit die Brunnensohle in ganzer Ausdehnung beherrschen zu können. Zweckmäßig wird in der Brunnensohle ein Ablauf für vollständige Trockenlegung, bzw. Reinigung des Brunnens angebracht, der zu einem Pumpensumpf oder einem Vakuumkessel führt.

§ 534. In den Klärtürmen steigt das Wasser ruhig und gleichmäßig auf; störende Bewegungen können kaum eintreten. Die Luftverdünnung über dem Wasserspiegel befördert den Austritt von Gasblasen, der hier harmlos ist; ersterer Umstand begünstigt den Reinigungserfolg.

Klärtürme werden aus Eisen 8—10 m hoch über Gelände aufgebaut; unter denselben befindet sich nur ein kegelförmiger Schlammsammler, wie bei den Brunnen. Bauschwierigkeiten sind daher selbst bei tiefer Lage der Zuflusseleitung kaum zu erwarten; allerdings wird der Boden durch das Eigengewicht des Turmes plus dem Gewicht der darin stehenden Wassersäule stark belastet. Die Arbeit zur Förderung des Schlammes mittelst Pumpe oder Bagger ist gering. Bei der geschlossenen Form der Klärtürme und dem Absaugen der über der Wassersäule befindlichen Gasmenge sind Geruchbelästigungen der Umgebung ausgeschlossen, so daß Klärtürme mitten in dichtbebauter Umgebung stehen können, sofern nur dafür gesorgt wird, daß keine Belästigungen durch Ablagerung bzw. Behandlung und Beseitigung der Schlammmassen entstehen.

In den Klärtürmen ist etwa in Höhe des Wasserspiegels ein Gazenetz nötig, um zu verhindern, daß hierher gelangte Schmutzteile ihren Weg hin zur Luftpumpe nehmen. Unten im Turm wird ein Lattenkegel angebracht, um in derselben Weise zu wirken, wie oben bei den Klärbrunnen angegeben wurde. Im Wasserspiegel liegt ein Rinnensystem, welches dazu dient, das gereinigte Wasser überall aufzunehmen und dem Abflusrohr zuzuführen.

§ 535. Der bei den chemisch-mechanischen Reinigungsverfahren erfolgende Chemikenzusatz wird in der allerverschiedensten Weise ausgeführt, teils in roher Form, teils nach Vorbereitung (Lösung). Vorbereitung ist, wenn nicht unbedingt notwendig, immer vorteilhaft, um die Chemikalien aufzuschließen und dadurch zu erhöhter Wirksamkeit zu bringen; dies gilt namentlich vom Kalk. Wird derselbe

in ungelöschter Form zugeführt, so fällt ein ansehnlicher Teil davon aus, nicht nur ohne wirksam gewesen zu sein, sondern unter entsprechender Vermehrung der Schlammmenge. Die zuvorige Aufschließung der Chemikalien in Wasser ist auch aus dem Gesichtspunkte notwendig, um die Menge der Zusätze leichter und genauer regeln zu können als bei trockener Form. Zur Lösung kann man vielleicht Abwasser benutzen; die Lösung erfolgt in großen Bottichen, in welchen Rührwerke mit Antrieb durch Maschinen gehen. Die Bottiche u. s. w. sind in geschlossenen Räumen aufzustellen.

Zur genauen Abmessung der Zusätze dienen Vorrichtungen der allverschiedensten Form. Die einfachste, und auch wohl am häufigsten angewendete, benutzt Röhren von bestimmter Weite oder Hahnstellung, die bei einer bestimmten Druckhöhe eine bestimmte sekundliche Ausflußmenge liefern (Beispiel Kläranlage in Frankfurt a. M.). Andere Einrichtungen sind zur Selbstthätigkeit eingerichtet, z. B. so, daß die Chemikalien durch ein von dem zufließenden Wasser getriebenes Rad mittelbar gehoben und in den Abwasserstrom oder an anderer Stelle ausgegossen werden. Hierbei wird erzielt, daß der Zusatz in demselben Verhältnis zu- oder abnimmt als die Abwassermenge wechselt. (Beispiel: Halle a. d. Saale.) Bei einer noch anderen Einrichtung wird ein von dem Abwasserzufluß betätigter Schwimmer benutzt, welcher auf einen Schieberverschluß des Chemikalienbehälters wirkt und dessen Oeffnungsweite den Wechseln im Abwasserzufluß entsprechend regelt; es ist also auch hierbei Proportionalität zwischen der Chemikalienmenge und der Abwassermenge hergestellt. (Beispiel: Essen a. d. Ruhr.) Noch andere ähnliche Einrichtungen, z. B. auch solche, bei denen Auslaßhähne von einem Schwimmer mehr oder weniger unmittelbar betätigt werden, oder künstlichere, welche Luftpressung oder Wassersäulen benutzen, sind in König a. a. O. und in Rafter and Baker a. a. O. mitgeteilt, auf welche Quellen hier verwiesen werden muß.

Wenn für die Lösung der Aufgabe, den Chemikalienzusatz entsprechend der Menge des Abwasserzuflusses selbstthätig zu regeln, nach Vorstehendem eine ganze Anzahl mehr oder weniger zweckmäßiger Lösungen vorliegt, so gibt es bisher keine Lösung für die andere, ebenso wichtige Aufgabe: den Zusatz selbstthätig nach der wechselnden Beschaffenheit der Abwasser zu regeln. Dies kann bisher nur durch Eingreifen von Hand geschehen, und zutreffend nur nach Kennzeichen des Wassers, wofür der Betrieb selbst erst die Normen liefern muß. Da aber die Wechsel der Wasserbeschaffenheit (bei Trockenheit des Wetters) sich ziemlich regelmäßig vollziehen, so dehnt sich die Zeit, welche zur Gewinnung zuverlässiger Normen notwendig ist, nicht gerade lang aus.

Außer der genauen Regelung des Chemikalienzusatzes ist die innige Mischung desselben mit dem Abwasser von Wichtigkeit. Wenn letzteres durch eine Pumpe gehoben wird, genügt Zuführung der Chemikalien zu dem Pumpensumpf. Ist Gelegenheit, die Abwasser einen längeren Weg durch ein Gerinne machen zu lassen, so baut man in dieses — mit Wechsel der beiden Seiten — in kurzen Abständen Vorsprünge ein, an welchen der Wasserstrom sich stößt, bzw. durch die er abgelenkt wird und unregelmäßige Bewegungen annimmt. Kann die Länge des Gericnes nur kurz sein, so legt man über demselben ein kleineres Gerinne an, welches Durchlochungen im Boden hat, und läßt durch diese die Chemikalien, in dünne Strahlen aufgelöst, dem Abwasser zutreten. Ist das Gerinne für das Abwasser von großem Querschnitt, aber nur kurz, so kann man in demselben mehrere Gitter mit weiten Oeffnungen so hintereinander aufstellen, daß den Lücken in dem einen Gitter die Stäbe in dem nächstfolgenden gegenüberstehen; auch hierbei, und ebenso durch abwechselnd aufeinander folgende Tauchplatten und

Ueberfälle wird eine innige Mischung des Chemikalienzusatzes mit dem Abwasser erzielt. Ersichtlich giebt es noch manche andere Lösungen, die sich den Besonderheiten des Einzelfalles anpassen, z. B. auch die, daß in den Wasserstrom hinter der Stelle, an welcher der Zusatz gemacht wurde, ein Strom von Prefluft oder Dampf eingeführt oder ein Rad eingebaut wird.

Bestimmend für die Lage u. s. w. der Stelle, an der der Chemikalienzusatz erfolgt, ist der Umstand, wie die Schlammfrage gelöst wird, d. h. ob ein dungwertiger Schlamm gewonnen werden soll, oder ob die Schlammbeschaffenheit gleichgültig ist. Im ersten Falle erfolgt der Chemikalienzusatz erst, nachdem die Abwasser von Schwebestoffen mechanisch befreit sind, so daß man zwei Schlammgattungen: eine von Chemikalien freie, und eine mit Chemikalien gemischte, erhält.

Im übrigen ist nochmals hervorzuheben: daß Zuführung der Chemikalien zu dem Abwasser erst, nachdem aus demselben die Schwebestoffe entfernt sind, insofern immer von Vorteil ist, als die Wirkung der Chemikalien sowohl dadurch erhöht wird, daß davon weniger durch Niederreißen mit den Schwebestoffen verloren geht, als auch so, daß durch Entstehung chemischer Verbindungen, oder durch Abstumpfung Verluste an den Chemikalien stattfinden. Die vorherige Entschlammung der Abwasser läßt es also zu, mit geringeren Chemikalienzusätzen zu arbeiten als ohne solche.

§ 536. Beispiele.

Die Frankfurter chemisch-mechanische Kläranlage ist 1886—1887 erbaut, und eines der frühesten deutschen Werke dieser Art. Da sie vielfach veröffentlicht und bildlich dargestellt ist, werden hier nur die hauptsächlichsten Angaben über dieselbe mitgeteilt.

Die Geschwindigkeit von 0,5—0,7 m, mit der die Abwasser anfänglich zuflossen — und die heute vielleicht überschritten wird —, ist so groß, daß Zurückhaltung von Sinkstoffen in dem Unterlauf der Kanäle nicht stattfindet, die Abwasser daher mit großen Mengen von Sinkstoffen beladen bei der Anstalt eintreffen. Nach der tabellarischen Angabe auf S. 330 sind dieselben auch außergewöhnlich reich an solchen. In dem am Eingange in die Kläranstalt liegenden Sandfang, der mit Eintauchplatten und Sieben ausgestattet ist, wird die Geschwindigkeit auf etwa $\frac{1}{10}$ herabgesetzt. Unmittelbar hinter dem Sandfang erfolgt in einem kurzen, mit einfachen Vorrichtungen zur innigen Durchmischung bestimmten tiefen Gerinne der Zusatz der Chemikalien (Kalk und Aluminiumsulfat), und es treten alsdann die Wasser in einen lang ausgedezogenen offenen Behälter ein, der sich quer vor 4 Becken erstreckt, in welch letztere der Eintritt in dünner Schicht durch regelbare Ueberfälle, deren Länge etwas geringer als die Beckenbreite ist (4,14 gegen 6 m), stattfindet; jedes Becken ist für sich ein- und ausschaltbar. Die Beckenlänge ist 82,4 m, die Beckentiefe, soweit sie ausgenutzt wird, am oberen Ende 1,75 m, am unteren 2,68 m, die Wasserfüllung jedes Beckens ist daher 1098 cbm. Wenn täglich, wie es im Anfang der Fall war, etwa 18 000 cbm Wasser zufließen, fallen jedem Becken 4500 cbm zu, wofür man aber, wegen der zur Entfernung des Schlammes notwendigen Außerdienststellung des einen oder anderen Beckens, einen Zuschlag zu machen hat, der mindestens auf 10 % zu rechnen ist. Es kämen danach im Durchschnitt auf jedes Becken im Minimum 5000 cbm täglich, und daraus berechnet sich als tägliche Zahl der Wechsel in der Benutzung der Becken zu 4,6, und hieraus als Zeitdauer, die das Wasser gebraucht, um ein Becken zu durchfließen, 5,2 Stunden; die durchschnittliche Wassergeschwindigkeit in den Becken ist daher $82400 : 5,2 \cdot 3600 = 4,4$ mm, im Vergleich wozu die Geschwindigkeit am oberen Ende: $\frac{\frac{1}{2}(1,75 + 2,68)}{1,75} 4,4 = 5,59$ mm und am unteren Ende: $\frac{\frac{1}{2}(1,75 + 2,68)}{2,68} 4,4 = 3,7$ mm beträgt. Die erzielten Reinigungsresultate sind in der Tabelle S. 330 mitgeteilt; an Sinkstoffen werden danach etwa 90 % aus den Abwassern entfernt.

Am unteren Ende der Becken wiederholt sich in der Form etwa die Anlage des oberen: mit regelbaren Ueberfällen und einem Querbehälter, aus dem der Abfluß in den Main geht. Um Behinderungen durch Hochwasserstand des Flusses beim Ablassen des unteren Querbehälters bzw. eines Beckens möglichst auszuschließen, sind Rohre gelegt, welche es gestatten, das Wasser aus den Becken ohne Passierung des Ueberfalls bis auf einen Rest abzulassen, der durch eine Pumpe fortgenommen werden muß, und durch ein Druckrohr in den Main geführt wird. Die

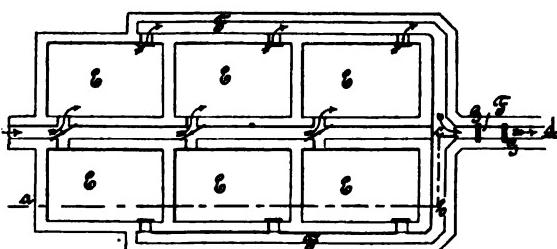
Beckenreinigung wird in der Weise bewirkt, daß die schweren, bereits am oberen Ende der Beckensohle ausgeschiedenen Sinkstoffe in Kübeln gesammelt und durch einen Kran herausgehoben werden. Die leichteren Schlammstoffe werden durch einen, unter dem Querbehälter am unteren Ende der Becken liegenden Schlammkanal in den Pumpensumpf einer Schlammpumpe befördert und erst hier herausgehoben; die Fortschaffung des Schlammes, nachdem derselbe einen Teil seines Wassergehalts abgegeben hat, erfolgt in Schiffsgefäßen auf dem Main, zur Benutzung in der Landwirtschaft. — Die Frankfurter Becken sind überwölbt und mit Boden überschüttet; Gewölbe und Ueberschüttung werden von Lüftungsschächten zahlreich durchbrochen.

Zur Regelung der Chemikalienzusätze führt von den betreffenden Behältern eine Anzahl von Bleirohren, die mit Hahnverschlüssen versehen sind, in den Mischraum; je nach der Zusammensetzung und der Menge des zufließenden Abwassers wird eine mehr oder weniger große Anzahl von Hähnen geöffnet, bzw. geschlossen gehalten. Der Betriebsbeamte unterrichtet sich über die wechselnde Beschaffenheit der Abwasser durch häufige ($\frac{1}{4}$ -stündliche) Probeentnahmen in Gläsern, bzw. über die Niederschlagshöhe, die sich in denselben innerhalb einer gewissen Zeitdauer ergibt. Ueber die zufließenden Mengen kann er in jedem Augenblick Kenntnis durch den Höhenstand von Schwimmern gewinnen, die in Abzweigungen der beiden Zuflusskanäle angeordnet sind. Indem die zu jedem Höhenstande des Wassers in den Kanälen gehörende Durchflußmenge in eine Tabelle eingetragen wird, und in dieser Tabelle auch die aus den Niederschlägen in den Probegläsern ermittelten Wassertypen verzeichnet werden, ist der Betriebsbeamte im stande, durch einen Blick Kenntnis von der nötigen Zusatzmenge an Chemikalien zu erlangen, und danach die Stellung der vorgedachten Hahnverschlüsse zu regeln.

Leipzig hat Reinigung seiner Abwasser in offenen Becken mit Zusatz von Eisensulfat eingerichtet und erzielt befriedigende Erfolge, sowohl was den Reinheitsgrad des Abflusses als die Kosten betrifft. Zum Teil erklärt sich das vielleicht aus dem Umstände, daß Leipzig noch Abfuhrseinrichtung hat, und Abgänge aus Wasserklosetts, welche den Kanälen zugeführt werden, bereits (nach dem Friedrichschen Verfahren, § 210, oder sonstwie) desinfiziert sind. Die Leipziger Abwasser reagieren deshalb stark alkalisch; der nachfolgenden Reinigung im Becken ist also wirksam vorgearbeitet.

In Spindlersfeld bei Berlin werden täglich etwa 10000 cbm Färberei-, Wäscherei- und Bleicherei-Abwasser, welchen aber beträchtliche Mengen häuslicher Abwasser mit den Abgängen aus Wasserklosetts beigemischt sind, durch Zusatz von Kalk und Chlormagnesium in offenen Becken mit Ruhebetrieb gereinigt. Der Chemikalienzusatz erfolgt erst nach Entschlammlung des Wassers; nur der hierbei gewonnene Schlamm ist dungwertig, der später entstehende nicht.

Fig. 552.



gehalten werden, b) nur ein einziges Becken passieren, das sie entweder durchfließen, oder worin sie eine gewisse Zeit festgehalten werden, c) zwei oder drei Becken nacheinander passieren. Zum Ablassen der Becken sind mit Schieberverschlüssen versehene Kanäle in den Seitenmauern vorhanden.

Eine sehr zusammengedrängte chemisch-mechanische Reinigungsanlage ist die für die Friedrich Kruppsche große Arbeiterkolonie Kronenberg bei Essen. Nach Fig. 553, 554 passieren die, täglich in der Menge von 2000—3000 cbm zufließenden Abwasser zunächst einen Sandfang A mit Gitter zum Zurückhalten der größeren Stoffe, erhalten dann durch einen vom fließenden Wasser selbst in Bewegung gesetzten — doppelt vorhandenen — Apparat B einen Kalkzusatz, gehen darauf in zwei Behälter C, die sowohl als Mischräume, wie auch in gewissem Maße als Absitzbehälter wirken, und erreichen nun die eigentlichen Klärbecken D, welche von nur geringer Größe sind. Am Eingange in diese Becken wird den Abwassern durch einen gleichen Apparat wie der vorige (der den Kalkzusatz selbsttätig bewirkt) Eisensulfat zugeführt. Um die Ausfällungsdauer abzukürzen, sind in die Klärbecken Stauwände und Tauchplatten, Fig. 554, 555, eingebaut, welche störende Bewegungen des Wassers verhindern sollen. Ebenso wie in den Misch-

räumen C sind die Stauwände fortnehmbar, um den Schlamm in den Raum G abzulassen und mittelst eines Baggerwerks herauszunehmen. Fig. 553 u. 554 zeigen die Einrichtung, daß der Bagger

Fig. 553—556.

|o

L

Querschnitt nach cd.

und die Mischapparate für den Zusatz an Eisensulfat von dem gereinigt abfließenden Wasser angetrieben werden. Selbstverständlich ist auch eine andere Antriebsweise möglich; die vorliegende gewährt den Nebenvorteil, daß dabei der Abfluß noch gut belüftet wird. — Die Länge der Klärbecken konnte aufs Äußerste eingechränkt werden, weil hinter denselben noch eine Einrichtung zum Nachreinigen folgt, die in Fig. 556 besonders dargestellt ist; mittelst derselben werden flockige und leichte Stoffe, die der Abfluß noch enthält, abgeschieden. Dies geschieht infolge des Druckes, den die in dem Leerraum m eingeschlossene — unter Pressung stehende — Luftmenge auf den Wasserspiegel ausübt. Es wird dadurch das Wasser zur Ruhe gebracht und eine große Gleichmäßigkeit des Abflusses erzielt. Die Entnahme des Abflusses geschieht im Wasserspiegel. Für den Abfluß des Schlammes ist das Rohr s angebracht. — Zur Bedienung der Anlage genügt ein einziger Arbeiter; die Kosten der Chemikalienzusätze betragen nicht voll 1 Pfennig für 1 cbm Abwasser.

Beckenklärung mit Teilung der Anlage in eine große Anzahl kleiner Becken mit Ruhebetrieb ist 1882 von Alsing für Bradford (200000 Einwohner) eingerichtet worden. Die Anlage besteht aus 84 offenem Becken von je 8,4 m Länge, 7 m Breite und 1,5 m Tiefe, in welchen ein Zusatz von etwa 200 g Kalk auf 1 cbm Wasser erfolgt. Vor Eintritt in die Becken sedimentiert das Wasser, und beim Verlassen derselben geht es auf Kokefilter; jedes Becken hat sein besonderes Filter.

In Sheffield werden die Abwasser (etwa 45000 cbm täglich) zu vorläufiger mechanischer Klärung in 4 große Becken geführt. Beim Abfluß aus denselben wird Kalk zugesetzt, und treten

Fig. 556.



nunmehr die Wasser in 30 kleinere Becken von je 227 cbm Inhalt. Aus diesen Becken fließen sie in $2 \cdot 30 = 60$ Filterbetten von je 38 qm Fläche ab. Die Zahl der täglichen Benutzungen jedes Filters ist mindestens 7, wonach die Dauer, welche das Wasser im Filter verbringt, wohl nicht viel mehr als 1 Stunde beträgt.

Eine Anlage, die etwa als Uebergangsform zwischen Becken und Brunnen bezeichnet werden kann, dient zur Reinigung der Abwasser des Hamburger allgemeinen Krankenhauses in Eppendorf. Dieselbe besteht aus 4 „Gruben“ von je 52 cbm Inhalt, wovon 3 immer zugleich gefüllt werden; in jeder Grube ist ein Rührwerk angebracht. Der Zusatz: Kalk, erfolgt in der Menge von 20 kg für jede Grube, oder etwa 400 g zu 1 cbm. Alle 4 Gruben werden jeden Tag 2 mal gefüllt. Die Kosten der Reinigung stellen sich auf 14,4 Pfg. für 1 cbm, oder pro Bett und Jahr auf 6,84 M., was einem rechnungsmäßigen Jahreswasserverbrauch pro Bett von 47 cbm entspricht, der etwas gering erscheint.

Die früheste bekannt gewordene Klärbrunnenanlage für städtische Abwasser war die von der Firma Müller & Nahnse im Jahre 1886 am Siechenhausplatz in Halle für die Reinigung der Abwasser von etwa 3000 Köpfen eingerichtete. Den häuslichen Abwassern sind hier große Mengen stark verunreinigter Fabrikwasser beigemischt. Die Abwasser passieren einen Schacht zum Absetzen schwerer Sinkstoffe, von welchem ein Umlaufkanal für Hochwasser abzweigt. Die Höhenlage des Geländes ist derart günstig, daß die Wasser ein paar Räder treiben können, auf deren Achsen kleine Baggerwerke angebracht sind, die sich nach der Radgeschwindigkeit aus den daneben liegenden Chemikalienbehältern füllen und ihren Inhalt in den vorbeifließenden Abwasserstrom ausgießen. Die Regelung der Zusatzmenge erfolgt daher selbstthätig. Ein folgendes kurzes Stück Gerinne enthält Gitter, um die innige Mischung der Zusätze mit dem Abwasser zu sichern. Aus dem Gerinne fällt das Wasser durch einen Schlitz in einen ersten Brunnen, aus dem es, wieder aufgestiegen, in einen zweiten ebensolchen Brunnen geht, um nach dem Verlassen desselben mittelst eines 6 m weit in den Fluß vorgeschobenen Holzgerinnes den Stromstrich der Saale zu erreichen. Die Brunnen haben bis zum Eintritt des Wassers 3,5 m, und darunter noch einen kegelförmigen Teil von 2,5 m Tiefe; ihre Weite ist 4 m. Es sind Umlauftäne vorhanden, die es ermöglichen, den einen oder den anderen Brunnen auszuschalten; die Brunnen liegen in einem Gebäude, in dessen Obergeschoß eine Filterpresse aufgestellt ist; sie sind nachträglich wegen starker Gasausströmung überdeckt worden, mit Entlüftung des Hohlraumes unter der Überdeckung. Der Schlamm wird durch Pumpen entfernt, welche — wie die Zubereitung der Chemikalien und die Filterpresse — durch eine kleine Gaskraftmaschine betrieben werden. Ueber die Klärmittel, welche in der Anlage benutzt werden, und den Reinigungsvergleich vergleiche auf S. 328. Die Brunnenkonstruktion ist insofern unvollständig, als keine Einrichtungen vorhanden sind, die eine gleichmäßige Verteilung des aufsteigenden Wassers auf den Brunnenquerschnitt bewirken.

Eine wesentliche Verbesserung weist in dieser Hinsicht die kurz nach der Halleschen geschaffene chemisch-mechanische Reinigungsanlage für Dortmund auf. Die Wasser treten nach Zumischung der Chemikalien in ein längeres, mit Wiederkehren ausgeführtes Gerinne ein, in dessen Anfang ein mittelschlächtiges Wasserrad von 1,8 m Durchmesser zur innigen Durchmischung liegt. Für die Reinigung von täglich 18000 cbm Abwasser — die durch Abflüsse aus Fabriken, besonders Brauereien — stark verunreinigt sind, wurden 4 Brunnen von besonderer Größe: 6,5 m Durchmesser, 9,7 m Tiefe des cylindrischen und 4 m Tiefe des unteren konischen Teils hergestellt; die Steighöhe des Wassers in den Brunnen beträgt 8,7 m. Die Zuleitung des Wassers erfolgt hier durch ein zentral aufgehängtes Rohr, an welches unten sternförmig wagrecht gelegte Rinnen anschließen, die nach den Enden hin an Querschnitt abnehmen, Fig. 557 u. 558. Durch das zentrale Rohr ist auch das Saugrohr der Schlammmpumpe hinabgeführt. Bevor die Wasser den Brunnen wieder verlassen, passieren sie zum Zurückhalten etwa noch darin vorhandener Schwebestoffe ein dünnes Filter, und treten dann über die Ränder einer den ganzen Brunnenquerschnitt beherrschenden, in Wiederkehren geführten Rinne ein, die Anschluß an eine nach außen führende offene Rinne hat, Fig. 559.

Der nutzbare Brunneninhalt ist $6,5^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 8,7 = 287$ cbm. Da 4 Brunnen vorhanden sind, kommt auf jeden eine Tagesleistung von 4500 cbm; daher beträgt die Zahl der täglichen Ausechselungen des Wassers $4500 : 287 = 15,7$ und hiernach die Dauer des Aufenthalts im Brunnen 1,53 Stunden. Daraus berechnet sich die Geschwindigkeit zu $1,53 \cdot 3600 : 8700 = 0,63$ mm, welche gering ist, doch bei Wechseln im Zufluss sowohl über- als unterschritten wird. Anstatt eines Sandfanges werden aus früherer Zeit vorhandene Klärbecken zum Entfernen der größten Stoffe aus dem Wasser benutzt; eine Umflutleitung, die in den Aalbach geht, schützt die Anlage vor Überlastung. Der Zusatz beträgt 300 mg Kalk und 50 mg schwefelsaure Thonerde; an Schlachttagen im Schlachthofe wird noch Eisensulfat zugesetzt. — Die Stadt gibt die An-

stalt aus Gründen, welche ähnlich wie die weiterhin für die Wiesbadener Anlage mitgeteilten sind, auf, und geht zur Reinigung ihrer Abwasser durch Berieselung über. Die Anerkennung der Sorgfalt in der technischen Durchbildung, welche die Dortmunder Anlage erstmals aufweist, bleibt von diesem Wechsel unberührt.

Fig. 557-559

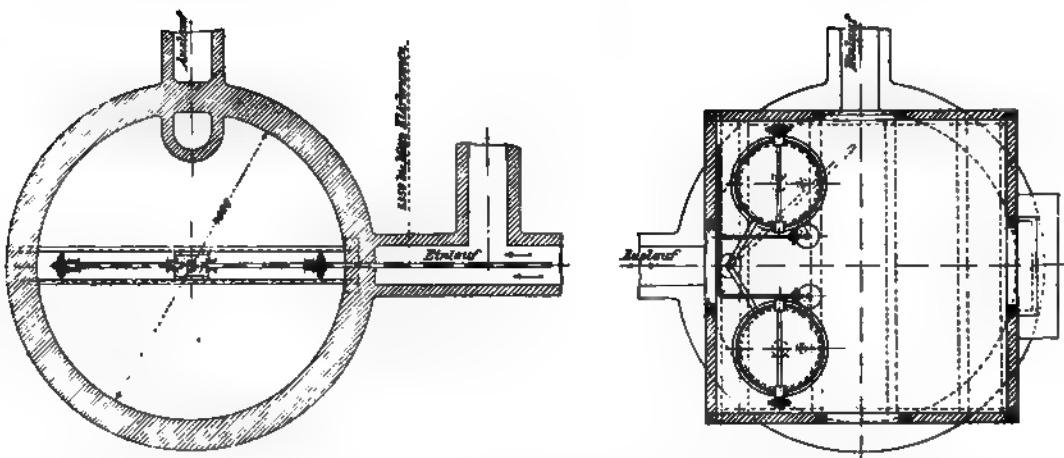


Fig. 560



Noch weiter vervollkommenete Einrichtungen werden bei den von Mairich entworfenen Brunnen für die Kläranlage zu Stargard i. P. angetroffen. Die Brunnen, Fig. 560, sind im Grundriss achteckig, und ihre Tiefe beträgt weniger als die Weite, welche 6 m ist. Für Zu- und Ableitung des Wassers liegen auf der Mauerkrone zwei rechteckig geformte Rinnen, wovon die

äußere den Einlauf in derjenigen Weise vermittelt, wie rechterseits in der Figur angegeben ist. Das Wasser tritt aus den 8 wagrechten Fortsetzungen der Einlaufrohre, welche an der Unterseite ganz offen und in den Seitenwänden durchlocht sind, in den Brunnen ein; die offene Fortsetzung der Fallrohre nach oben mag neben ihrem Hauptzweck auch für den Nebenzweck nützlich sein, daß unter Umständen Luft eingesaugt wird. Für den Austritt des Wassers liegen strahlenförmig oben in dem Brunnen 8 offene Rinnen, die an dem oberen Teile der Seitenwände durchlocht sind; das eingetretene Wasser wird an die auf der Mauerkrone — an der Innenseite — liegende



Abflurinne abgegeben. Aus dieser Rinne gelangt das Wasser der 4 vorhandenen Brunnen in den sogenannten Desinfektionsbrunnen, Fig. 561—564, in welchem erst das Klärmittel zugesetzt wird. Der Desinfektionsbrunnen enthält ein maschinell betriebenes Rührwerk, das aus wagrecht und senkrecht an einer Achse befestigten Armen besteht, welche zwischen aus der Mauer vortretenden festen Armen hindurchschlagen. — Für weitergehende Reinigung des Wassers sind Grobsandfilter vorgesehen. Die Entleerung der Brunnen und die Entfernung des Schlammes sowohl aus den Klärbrunnen als aus dem Desinfektionsbrunnen sind ebenso eingerichtet wie weiterhin für die Brunnen der Neustädter Kläranlage mitgeteilt wird.

Die chemisch-mechanische Reinigungsanlage für Wiesbaden besteht aus 12 Brunnen und 3 Becken — alle offen — von je 80 m Länge, 10 m Breite, 2,5 m Tiefe am vorderen, und 2,0 m Tiefe am hinteren Ende. Vor jedem Becken liegen hintereinander 4 Brunnen, welche von den Abwassern abwechselnd in fallender und aufsteigender Richtung durchflossen werden, und, bei gleicher Länge mit der Beckenbreite, 2 m weit und 3,7 m tief sind. Bevor die Abwasser den ersten Brunnen erreichen, passieren sie einen Sandfang mit Baggerwerk und danach einen Mischraum, in welchem Kalk zugesetzt wird. Einlaß und Auslaß der Wasser, desgleichen der Ablauf des Schlammes, sind ähnlich wie in der Frankfurter Anlage eingerichtet; der Schlamm wird auf durchlässige Unterlagen: Steinpackungen, geschafft, an welche er das Wasser bis auf etwa 50 % abgibt, wonach er stichfest ist. Der Gesamtinhalt der Brunnen und der Becken ist $3(4 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 3,7 + 30 \cdot 10 \cdot 2) = 2700$ cbm. Der Trockenabfluß ist in 24 Stunden 7500 cbm; bei Regenwetter kann die Wassermenge sich verdoppeln und sogar verdreifachen. Bei 7500 cbm Zufluß ist, wenn alle 3 Becken betrieben werden, die Zahl der täglichen Wechsel 2,8, dagegen 4,2, wenn nur 2 Becken im Betriebe sind, mithin die Dauer des Aufenthalts in den Brunnen und Becken 8,6 bzw. 5,7 Stunden. Da der Weg des Wassers in den Becken etwa $4 \cdot 3,7 + 30 = 44,8$ m ist, so berechnen sich die durchschnittlichen Geschwindigkeiten:

$$\text{zu } 44800 : 8,6 \cdot 3600 = 1,12 \text{ mm. bzw. zu } 44800 : 5,7 \cdot 3600 = 2,18 \text{ mm.}$$

Bei Regenwetter wird aber die Anlage etwa 3mal so stark in Anspruch genommen; es würden dann Durchflußgeschwindigkeiten von etwa 3,5 bzw. 6,5 mm erreicht werden, unter Voraussetzung, daß gleichmäßige Verteilung des Zuflusses auf die 24 Stunden des Tages erfolgt.

Nach einem Bericht von Winter in der 14. Versammlung des deutsch. Ver. f. öffentl. Gesundheitspf. ist bei Trockenwetter die Wassergeschwindigkeit 2,2 mm, und bei Regenwetter 4,3 mm, entsprechend Aufenthalten von 6 bzw. etwa 3 Stunden in der Anlage. Kalk wird in der Menge bis zu etwa 400 g pro 1 cbm benutzt, und in die Mischkammern wird zur Verbesserung des Reinigungserfolgs Luft eingeblasen.

Die Wiesbadener Anlage soll durch eine in größerer Entfernung von der Stadt liegende neue mit veränderten Einrichtungen ersetzt werden. Der Grund dafür dürfte weniger in der konstruktiven Gestalt des Werkes, welche beachtenswerte Besonderheiten zeigt, als in der ungünstigen Lage der Anstalt am Ufer eines zur Vorflut ungenügenden kleinen Gewässers zu sehen sein.

Die Abwasserreinigungs-Anlage für die etwa 20000 Einwohner zählende Stadt Neustadt in Oberschlesien weist eine Reihe besonderer Züge auf, die sich als Fortschritte charakterisieren. Dieselbe hat sich in mehrjährigem Betriebe bewährt. Der von Ritzel in der Zeitschr. f. Bauw. 1900 veröffentlichten Beschreibung u. s. w. entnimmt Verfasser unter Beigabe von ein paar Abbildungen das Folgende:

Es wurde als Hauptzweck die möglichste Abscheidung der Schweben- und Sinkstoffe durch mechanische Mittel angestrebt, teils um mit geringen Zusätzen von Chemikalien auszureichen, und teils um den Düngerwert des Schlammes nicht zu schädigen. Alsdann sollte von den zugesetzten Chemikalien dem Wasser vor Ablauf in den Fluß ein überschüssiger Teil wieder entzogen werden, um das zur Vorflut benutzte Gewässer nicht damit zu belasten.

Die Kanäle der Stadt führen Regen- und Hauswasser, dazu auch einige gewerbliche Wasser gemeinsam. Es sind Regenauslässe vorhanden, welche in Wirksamkeit treten, sobald das Verhältnis: Gesamtwassermenge, Schmutzwassermenge = 9 geworden ist. Der Flußlauf, an welchen die Regenkanäle anschließen, führt bei kleinstem Wasser nur 400—600 l sekundlich. Die Wasserversorgung der Stadt führt pro Tag und Kopf etwa 75 l zu.

Fig. 565 gibt die allgemeine Disposition der Anlage, während die Fig. 566 u. 567 ein paar der wesentlichsten Einzelheiten darstellen. Der Zuflusskanal tritt mit stark vergrößertem Querschnitt, und nach Abzweigung eines Regenkanals in das Maschinenhaus ein, welches zunächst eine selbsttätige Meßvorrichtung für die zufließende Menge, dann den Sandfang, dann Räume für Bereitung der chemischen Zusätze, ferner einen Arbeitsraum für den Chemiker, Unterkunftsraum für das Personal, und Raum zur Aufstellung eines Motors (Lokomobile) enthält.

In dem Sandfang, von 3 m Breite und 2,5 m größter Tiefe, ist zunächst zum Anhalten der Schwimmstoffe eine Tauchplatte und, darauf folgend, ein Gitter angebracht; die angehaltenen Stoffe müssen mit Handgeräten entfernt werden. Niederschlag wird aus dem Sandfang durch einen maschinell betriebenen Eimerbagger entfernt. Nach Durchfließen des Sandfangs wird Druckluft in das Wasser eingeblasen, teils um dasselbe mit Sauerstoff anzureichern, teils um die Schwebestoffe feiner zu zerteilen und dadurch eine größere Gleichförmigkeit in dem physikalischen Zustand des Wassers zu beschaffen.

Die mit Luft gemischten Wasser gehen alsdann in die Klärbrunnen, welche zunächst darin eine Neuerung bieten, daß die Wasserzuleitung durch ein Rohr (8 in Fig. 566) geschieht, das in einiger Tiefe außen um den Brunnen herumgeführt ist, und daß aus diesem Rohr senk-

reicht eine Anzahl engerer Rohre abzweigt, welche unten die Brunnenwand durchbrechen, und danach in ihren Fortsetzungen bis zum Mittelpunkt des Brunnens an der unteren Seite aufgeschlitzt sind; es wird durch diese Einrichtung eine sehr gleichförmige Verteilung der Wassermenge auf

H. \

den Brunnenquerschnitt erreicht. Wie die Zuleitung, so bietet auch die Ableitung Besonderheiten, indem die Wasser oben in einen auf einem Absatz des Brunnenmauerwerks gelagerten, rund herumgeführten Trog eintreten, um von hier aus in den Mischkanal zu gelangen, in welchem eine

Welle mit Flügeln liegt, durch deren Drehung das erst hier zugesetzte Fällmittel (Kalkmilch) sich innig mit dem Wasser mischt.

Die Brunnen sind 5,5 m weit, und es ist die Tiefe, aus welcher die Wasser aufsteigen müssen, 4,5 m. Aus dem untersten trichterförmig gestalteten Teil der Brunnen wird der Schlamm durch Rohrleitungen abgelassen, welche am Eingange mit Ventilen verschlossen sind. Um den

546
Fig 5

Abfluß des Schlammes dadurch zu erleichtern, daß derselbe in einen gleichförmigen Brei verwandelt wird, hat jeder Brunnen ein mit Handspeichen in Thätigkeit zu setzendes, der Höhe nach verstellbares Rührwerk. Der — kalkfreie — Schlamm geht in einen Schlammschacht, aus welchem er durch eine Pumpe gehoben und zu einem etwa 500 m entfernt liegenden Lagerplatz gedrückt wird. Das Ablassen des Schlammes geschieht, nachdem das überstehende Wasser durch ein in senkrechter Ebene drehbares, in einer Kette hängendes Rohr, soweit es

rein genug erscheint, zum Mühlgraben und der Rest in den Schacht einer kleinen Pumpe abgelassen ist, die es von neuem in den Gang der Klärung liefert. Das untere Ende des etwa 10 m langen Mischkanals teilt sich in zwei etwa senkrecht abgehende offene Leitungen, welche in der Sohle zahlreiche Öffnungen haben, die in verschiedenen Höhen (s. Fig. 567) das Wasser durch breite Schlitze an die Klärbecken abgeben, und so eine möglichst gleichförmige Verteilung des Wassers auf den Querschnitt der letzteren herstellen. Die Klärbecken haben am Anfang etwa 3 m, am Ende aber nur etwa halb so große Tiefe, dagegen größere Breite, eine Anordnung, welche der Entstehung toter Ecken vorbeugen soll. Aus den Klärbecken fließt das Wasser durch Löcher in einer Eisenschiene in große, langgestreckte Klärteiche ab, um hier noch eine Nachklärung durchzumachen. Die Klärteiche haben zur ausgiebigen Belüftung des Wassers nur die geringe Tiefe von 25 cm; um die Belüftung aber so ausgiebig als möglich zu machen, wird dem Wasser hier — zum zweitenmal — Druckluft zugeführt, und wird der Austritt des Wassers aus den Teichen durch Flächen vermittelt, die den Austritt nur in ganz dünner Schicht erlauben. Aber auch in den Klärteichen wird noch nicht die letzte Phase der Reinigung erzielt, da die Wasser nunmehr noch einer Filtration durch Grobsand und Kies unterliegen, bevor sie in das Vorflutgewässer eingelassen werden. Bei der Größe der Filterflächen kann diese Nachbehandlung sehr wirksam sein, namentlich zum Zurückhalten feinstster Schwebestoffe und Verbindungen, die aus Wirkungen der Chemikalien entstanden sind. „Nach Bedarf“ wird, wie es in der Veröffentlichung heißt, dem in den Teichen befindlichen Wasser etwas Eisenvitriol zugesetzt. In derselben Weise, wie der Schlamm aus den Klärbrunnen entfernt wird, geschieht auch die Entfernung aus den Klärbecken; der Ablaufkanal

Fig. 567

führt in denselben Schlammeschacht wie die Ableitungen aus den Klärbrunnen, wie in Fig. 566 ersichtlich gemacht ist.

Die Anlage ist für Wechselbetrieb in allen Hauptteilen doppelt vorhanden.

Bei dem großen Umfange der Reinigungsarbeit muß die Angabe in der Quelle: daß der Betrieb pro Kopf der Bevölkerung im Jahr nur 0,50 M. betrage, fast befremden; es ist aber zu beachten, daß darin Versinsung und Tilgung des Anlagekapitals, das die Kläranlage erfordert hat, nicht einbegriffen sind. Bemerkenswert ist schließlich der Umstand, daß die Stadt Neustadt von der schlimmen Seite der mechanisch-chemischen Kläranstalten: der Schlammplage, bisher verschont bleibt. Beide Arten von Schlamm: kalkfreier und kalkhaltiger, werden nach Abgabe des Wassers bis auf etwa 50 %, die bei offener Lagerung in Becken erfolgt, von den Landwirten schlank abgenommen, und es erwächst der Stadt dafür sogar noch eine Einnahme von 1,8—2,5 M. pro Kubikmeter, die eine Jahressinnahme bis 1900 M. ergibt, trotz des nach den vorliegenden Analysen nur mäßigen Gehalts der Abwasser an Dungstoffen.

Eine Befürchtung, die sich bei dem Anblick der großen, in den Klärbecken, Klärteichen und Filtern offen daliegenden Wasserflächen aufdrängt: daß der Winterbetrieb mit Schwierigkeiten verbunden sein möchte, wird durch die Bemerkung in der Quelle erledigt: daß die Kläranlage im Sommer wie im Winter keinerlei Störung erlitten habe. Wie viele Jahre die Erfahrungen umfassen, auf welche diese Angabe sich stützt, und anderes, was zur Beurteilung dieser wichtigen Seite der Sache dienlich sein könnte, ist in der Quelle nicht angegeben.

Ahnlich wie die Neustädter ist die gleichfalls von Mairich entworfene Kläranlage für die Stadt Ohrdruf in Thüringen, von welcher in Fig. 568 der Sandfang mitgeteilt ist. Den mit den Abmessungen von nur 2 m Weite und etwa 3 m Tiefe mit quadratischem Querschnitt hergestellten 28, zu je 4 bzw. 2 in Gruppen zusammengefaßten Brunnen wird das Wasser durch eine auf der Mauerkrone liegende Zuleitung zugeführt, gelangt durch ein in dem Brunnen zentral aufgehängtes Rohr in die Tiefe. Austritt durch ein im Wasserspiegel liegendes Rohr, das an der Oberseite durchlocht ist und das Wasser in einen im Mauerwerk unter dem Zulauf angeordneten Kanal

abgiebt. Danach erst erfolgt Zumischung des Klärmittels und Aufleitung in dünner Schicht auf ein großes Plateau mit Durchlochungen, durch die es reichlich 1 m hoch herabfällt, wobei es zur Verspritzung auf einen Lattenrost, und nochmals auf eine Steinpackung auftrifft. Nach dieser Belüftung gelangt das Wasser in Becken zur Nachklärung, die indes auch, ohne daß dasselbe die Belüftungseinrichtung passiert, erreicht werden können. Auf die Becken folgen Grobsandfilter mit Drainierung im Boden; danach Auslauf in die Ohe.

Die erste bekannt gewordene Reinigungsanlage mit Klärtürmen nach der Bauart von Röckner-Rothe war die zu Essen, welche in der zweiten Hälfte der 80er Jahre eröffnet worden ist; dieselbe soll für die tägliche Reinigung von 18 000 cbm Wasser genügen, welchen Fabrikwasser, aber keine Abgänge von Wasserklossetten, beigemischt sind. Fig. 570 gibt den Grundriß der mit 4 Klärtürmen nach Fig. 569 ausgestatteten, sehr zusammengedrängten Anlage, über deren Einzelbestandteile die Beischriften Auskunft enthalten. Hinzu zufügen ist etwa nur, daß der am Fuße der Glocke aufgehängte kegelförmige Mantel aus Holz ringsum laufende Schlitzte enthält, die einerseits zur gleichförmigen Verteilung des aufsteigenden Wassers auf den Querschnitt, andererseits auch zur selbstthätigen Bildung eines Schlammmitters dienen sollen, das durch Ablagerung sinkender Schlammenteile auf der Mantelfläche des Kegels entsteht, und abrutscht, nachdem sich eine gewisse Masse davon angesammelt hat. Die dargestellte Glocke hat bei späteren Ausführungen Abänderungen in Einzelheiten erlitten, z. B. die, daß die Decke kugelförmig gebildet und das Abflußrohr anders gestaltet ist, wie in der Figur angegeben, ebenso die Zuführung des obenauf stehenden geklärten Wassers zu diesem Rohr. Anstatt der seitlichen Stellung der Schlammpumpe ist die zentrale, mit Durchführung des Pumpenrohrs durch den Scheitel der Glocke angewendet u. s. w. Als Klärmittel dient in Essen insbesondere Kalk mit geringen anderweiten, nicht bekannt gegebenen Zusätzen; die Kalkmenge beträgt 150—200 g auf 1 cbm Abwasser.

Rechnet man als wirksame Höhe der Türme 8 m (vergl. Fig. 569), so beträgt der Inhalt eines Turmes 111 cbm. Wenn täglich 4500 cbm Abwasser einen Turm durchfließen, so muß die Zahl der täglichen Füllungen etwa 40 sein, und auf jede Füllung entfällt daher eine Aufenthaltsdauer im Turm von nur 36 Minuten, die sekundliche Geschwindigkeit ist dabei 3,7 mm, daher sehr groß. Nach anderen Angaben sind täglich nur 12 000 cbm Wasser zu reinigen; dies würde einer Geschwindigkeit von 2,5 mm entsprechen, die ebenfalls als Durchschnittsgeschwindigkeit noch etwas hoch erscheint.

Die Anlagekosten sind folgende:
 1. Grunderwerb 11 200 M., 2. Türme 82 000 M., 3. Maschinen, Transmissionen, Aufzug, Kalkpfannen u. s. w. 22 800 M., 4. Gebäude 34 000 M., 5. Brunnen unter den Türmen, Schlammlagerplatz, Wege und Ingemein 44 400 M. Werden folgende Verzinsungs- bzw. Tilgungssätze bei diesen Posten zu Grunde gelegt: zu 1. 4%, zu 2. 6%, zu 3. 12%, zu 4. 6%

Fig. 568.

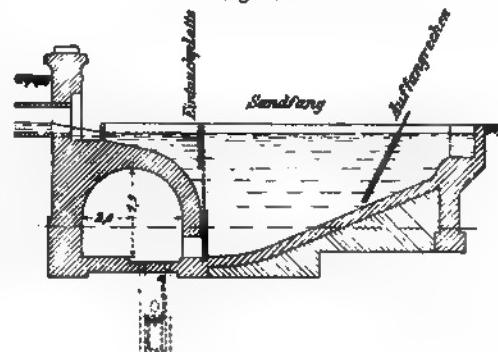
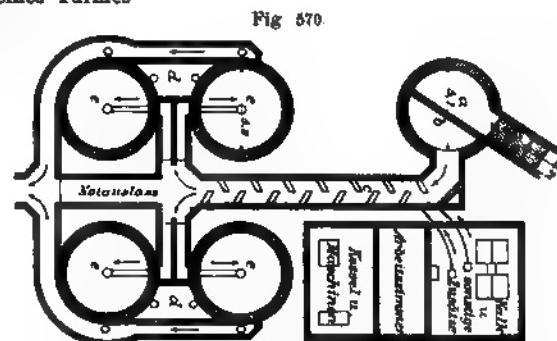


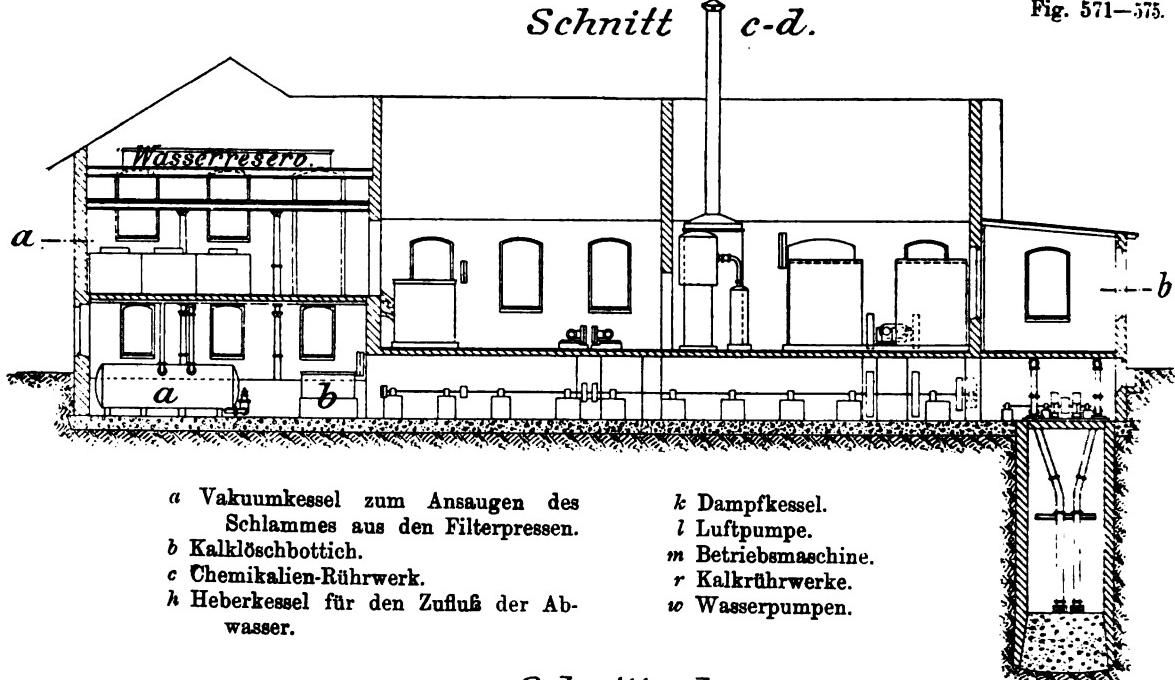
Fig. 569



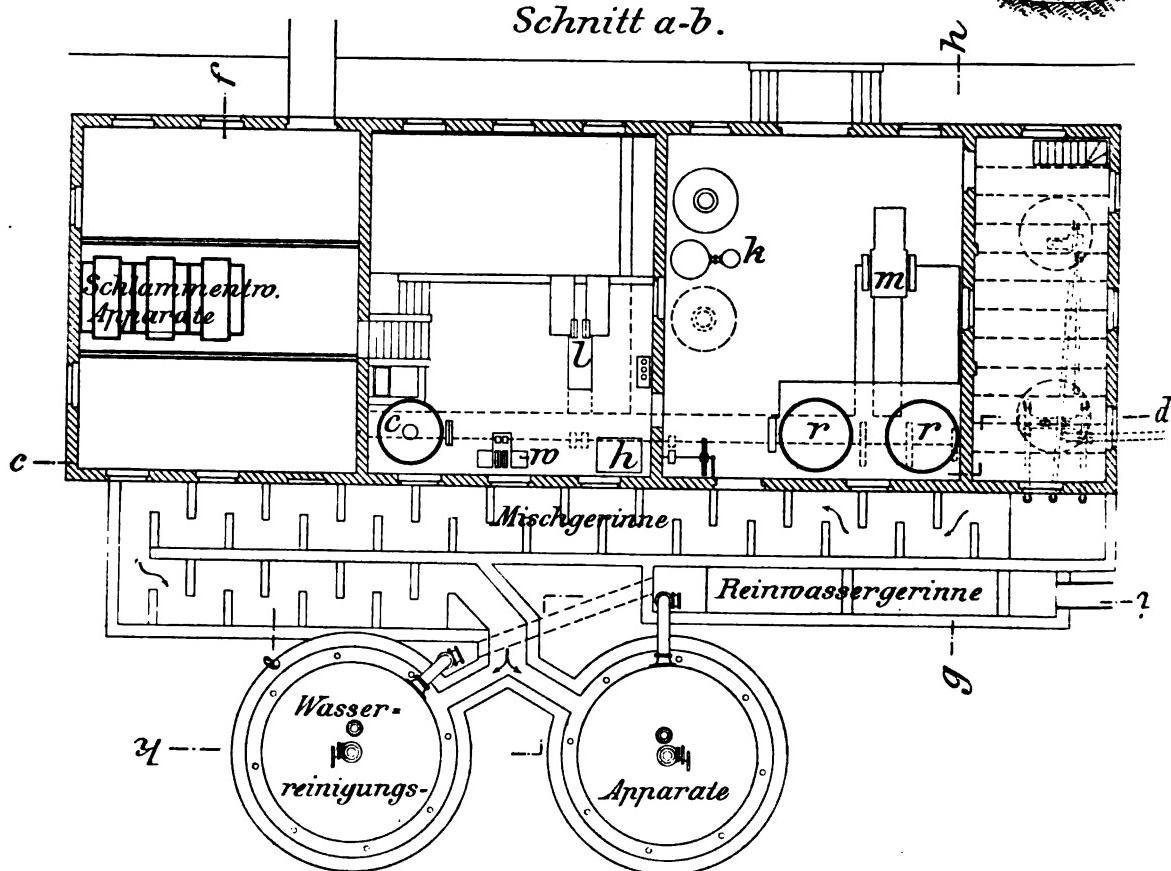
a Sandfang. b Bagger. c Mischgerinne. d Sammelräume für Fett
 e Klärtürme. f Schlammpumpe. g Siebe.

Fig. 571-575.

Schnitt c-d.

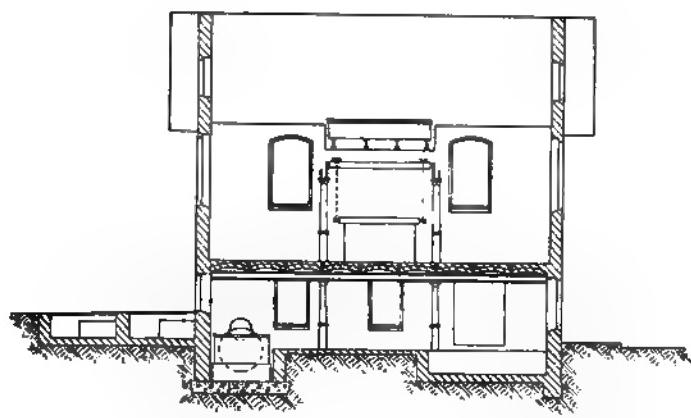


Schnitt a-b.



Schnitt i-k.

Schnitt e-f.



und zu 5. ebenfalls 6 %, so ergiebt sich ein Jahresbetrag von 12 808 M. Hierzu treten etwa 29 000 M. jährliche Betriebskosten, wodurch die ganze Jahressausgabe auf etwa 42 000 M. steigt. Je nachdem man mit 12 000 oder 18 000 cbm täglicher Wassermenge rechnet, belaufen sich die Kosten für Reinigung von 1 cbm Abwasser auf nicht voll 1 Pfg. bzw. $\frac{1}{2}$ Pfg., und die Jahreskosten pro Kopf auf 0,62 M. Die Anlage arbeitet daher billig; es ist aber hinzuzufügen, daß die Essener Abwasser einigermaßen verdünnt sind, und wie schon oben angegeben wurde, Klosettstoffe nicht — oder nur in geringer Menge — enthalten, der Reinigungsverfolg auch nicht besser ist, als er bei anderen chemisch-mechanischen Reinigungsanlagen erzielt wird, wozu auf die speziellen Angaben S. 829 verwiesen wird. — Uebrigens ist noch hinzuzufügen, daß auch in Essen die Schlammpage sich als so lästig erwiesen hat, daß seit mehreren Jahren der Gedanke besteht, zu einem anderen Reinigungsverfahren überzugehen.

Potsdam hat 3 Kläranlagen mit Klärtürmen, wovon 2 mit gleichen Zusätzen wie die Essener Anlage arbeiten. Die eine dieser Anlagen hat nur einen Klärturm, die andere zwei Türme; beide Anlagen liegen in einigermaßen dicht bebauten Stadtteilen; doch hat bei der einen der Abtransport des Schlammes mittelst Wagen vielfach zu Beschwerden Veranlassung gegeben.

Der kanalisierte Teil des Stadtgebiets beträgt 900 ha, die Einwohnerzahl zur Zeit 57 000; der Wasserverbrauch pro Kopf und Tag ist 70 l. In etwa der Hälfte des kanalisierten Gebiets wird von den Kanälen Haus- und Regenwasser aufgenommen, in der anderen Hälfte nur Hauswasser. Durch das den Reinigungsanstalten zufließende Regenwasser kann der Gesamtzufluß jedoch nur auf das Doppelte der Hauswassermenge steigen, weil die Regenauslässe in Wirksamkeit treten, sobald die Regenwassermenge der Hauswassermenge gleich geworden ist. Die zu reinigenden Wassermengen sind außerordentlich stark verunreinigt, worüber das Nähere auf S. 829, 830 angegeben ist.

In zwei von den Anstalten wird die Reinigung mit Kalk und kieselsaurer Thonerde (sogenannte Porzellanerde) ausgeführt; in der einen, welcher die Abwasser aus einem Stadtbezirk mit 25 000 Einwohnern zufüßen, betragen die Zusätze etwa 1500 g Kalk und 200—250 g kieselsaure Thonerde zu 1 cbm. In der anderen, kleineren Anstalt, welche die Schlachthausabwässe mit zugeführt erhält, kommt auf 5—6 Gewichtsteile Kalk 1 Gewichtsteil kieselsaure Thonerde als Zusatz. In der erstgenannten Anlage müssen die Abwasser, um in das Mischgerinne zu gelangen, 4,5 m, in der andern 7 m hoch durch Pumpenarbeit gehoben werden. Diese Umstände (in Verbindung mit den hohen Anforderungen, welche in Bezug auf die Herabsetzung der Keimzahl seitens der Behörden gestellt werden) bewirken, daß in Potsdam die Reinigungskosten sehr hoch sind. Ungerechnet Verzinsung und Tilgung des Baukapitals betragen sie etwa 1,70 M. pro Kopf und Jahr, und mit Zurechnung jener dürften leicht etwa 2,50 M. erreicht werden. Bezogen auf die Menge der Hauswasser allein macht dies etwa 10 Pfg. für 1 cbm.

Dazu sind die erfolgenden Schlammmengen sehr groß, und der Schlamm ist sehr geringwertig, wodurch die Beseitigung auf Schwierigkeiten stößt, die vielleicht Anlaß geben werden, bei der einen größeren Anstalt an die Stelle der Kalkklärung später ein anderes Verfahren zu setzen; doch stehen der Beschuß darüber und die Durchführungsweise vorläufig noch aus.

Auf der dritten Potsdamer Anstalt, welche die Haus- und Regenwasser aus einem Stadtteil mit 28 000 Einwohnern empfängt, ist vor einigen Jahren das Degenerische Humusverfahren eingeführt, das in zufriedenstellender Weise arbeitet, namentlich die Schlammpage vermeidet. Der Betrieb dieser Anstalt ist auf 15 Jahre an einen Unternehmer gegen Zahlung von 50 000 M. überlassen. Da aber dieser Betrieb teilweise zu Versuchszwecken dient, läßt derselbe einen Einblick in die wirklich entstehenden Kosten nicht zu. In dem Preise von 50 000 M. ist die Bezahlung für Abnutzung der Apparate mit enthalten; immerhin dürften die wirklich entstehenden Kosten jedenfalls nicht hinter dem Satze zurückbleiben, der oben für die beiden anderen, mit Kalk arbeitenden Anstalten angegeben ist.

Für das Kohlebrei- oder Humusverfahren bildet den Ausgangspunkt anscheinend die Auffindung von Braunkohlepartikeln in dem Boden der Danziger Rieselfelder, und deren behaupteter Einfluß auf den Reinigungsvorgang der aufgeleiteten Abwasser. Dieser Einfluß sei es gewesen, daß in der Frühzeit des Betriebes jener Felder Nitrifikation im Boden nicht stattgefunden, sondern sich erst später eingestellt habe, als die reduzierende Wirkung der in den Braunkohlepartikeln enthaltenen Humusstoffe infolge Fortgang der Zersetzung letzterer aufhörte.

Das Kohlebreiverfahren wird nur in Röckner-Rotheschen Klärtürmen ausgeführt, und zwar heute schon in einer ziemlichen Reihe von Orten, worunter die Potsdamer Anlage seit mehreren Jahren im Betriebe ist, dem Tegel bei Berlin und Spandau gefolgt sind; in Essen sind Versuche im großen angestellt. Das Verfahren geht darauf hinaus — und hierdurch unterscheidet es sich grundsätzlich von dem sogenannten Oxydationsverfahren — den Weitergang der Zersetzung der organischen Stoffe zu verhindern. Und zwar sollen die

gelösten Stoffe durch den Zusatz von Braunkohle absorbiert, die ungelösten durch eine sogenannte „nachgeahmte Bodenschicht“ ausgefällt — abgefiltert — werden.

Es ergiebt sich aus diesem Grundgedanken des Verfahrens zunächst, daß die Abwasser der Kläranlage in möglichst frischem Zustande übergeben werden müssen, daher sich nicht viele Stunden hindurch in langen Zuleitungen oder in Sammelbecken aufhalten dürfen. Die Kläranstalten müssen daher entweder unmittelbar am unteren Ende der Leitungen, oder, wenn es sich um größere Kanalisationswerke handelt, im Gebiete selbst liegen, können nicht weit nach außerhalb verschoben werden.

Als Zusatzmittel dient entweder im Wasser fein verriebene alte Moorerde oder Braunkohle, und nachfolgend ein Eisensalz (Ferro- oder Ferrisulfat oder auch Eisenchlorid); die Aufgaben dieser Zusätze sind mannigfach. Die Braunkohle soll Eisen absorbieren und dadurch einen etwa vorhandenen Überschuss von Eisensalzen (der faulige Gärung hervorrufen könnte) unschädlich machen. Dieser, gewissermaßen kontrollierenden Rolle tritt die andere hinzu, daß Braunkohle und Eisen zusammen einen zur Ausfällung höchst wirksamen flockigen Niederschlag geben. Die Braunkohle soll die Fähigkeit besitzen, sowohl gelöste organische Stoffe als Gase zu absorbieren; beide werden mit der Braunkohle ausgefällt. Die Absorption von Gasen bringt den (Neben-)Vorteil mit sich, daß das Aufsteigen von Gasblasen beim Klären und dadurch eine ungünstige Einwirkung auf das Niederfallen leichter Schwebestoffe verhindert wird. Endlich soll durch den Zusatz von Eisensalzen dagegen vorgekehrt werden, daß das Ergebnis der Oxydierbarkeit des geklärten Wassers zu hoch ausfällt, bezw. unkontrollierbar wird, weil die Braunkohle reduzierend wirkt, namentlich bei der niederen Oxydationsstufe, welche der Eisenzusatz besitzt, Eisenoxyd entsteht.

Durch den Braunkohlezusatz wird die Menge des ausgeschiedenen Schlammes auf etwa das Dreifache vermehrt, und dazu der Abfluß etwas getrübt. Die Trübung ist dadurch leicht zu beseitigen, daß der Abfluß durch ein kleines Kokefilter geleitet wird. Die große Vermehrung der Schlammmenge bildet einen Ubelstand aus dem Grunde nicht, daß durch den — sehr billigen — Braunkohlezusatz der Schlamm gut brennfähig, auch locker wird, so daß er unschwer trocknet. Wenn der Schlamm mittelst gewöhnlicher Ziegelpressen in regelmäßige Formen gebracht und getrocknet wird, bildet er für untergeordnete Zwecke — Kesselheizung, Heizung von Gewächshäusern und Arbeiterwohnungen — ein Brennmaterial von etwa $\frac{1}{3}$ des Wertes von Steinkohle und findet zum Preise von 0,5—0,6 M. für 50 kg leicht Abnehmer; der größte Teil wird aber im eigenen Betrieb der Kläranstalt benutzt. Anstatt zur Feuerung läßt sich der Schlamm vielleicht auch zur Bereitung von Heiz- und Leuchtgas benutzen; nach den Essener Versuchen ist das Gas im Auerbrenner gut brennbar. Die Schlammplage ist hiernach bei dem Kohlebrei-Verfahren auf eine sehr geringe Bedeutung herabgesetzt.

Proskauer, Elsner und Pfeiffer haben in der Potsdamer Kläranstalt, wo das Verfahren seit 1. September 1896 benutzt wird, Beobachtungen über den Reinigungserfolg angestellt und denselben in chemischer und physikalischer Hinsicht als sehr günstig gefunden. Beim Zusatz von 1,5 kg Braunkohle, mit etwa 48 % Wassergehalt, und 210 g Eisenchlorid zu 1 cbm Abwasser betrug die Abnahme der organischen stickstoffhaltigen Substanz zwischen 60 und 70 %, und nahm die Oxydierbarkeit des Wassers um etwa ebenso viel ab; nach Anbringung der Korrektur, wegen der aus der Braunkohle in Lösung gehenden Menge von Humusstoffen stellte sich die Herabsetzung der Oxydierbarkeit auf über 90 %. Beim Zusatz von nur 1 kg Braunkohle und 170 g Eisenchlorid lag die Abnahme der stickstoffhaltigen organischen Stoffe meist zwischen 60 und 80 % und die der Oxydierbarkeit zwischen 65 und 80 %, korrigiert in der Regel über 90 %. — Eine Einwirkung des Braunkohlezusatzes auf die Bakterien findet nur indirekt: durch Niederrinnen mit den flockigen Niederschlägen, statt; es muß also da, wo Desinfektion beabsichtigt wird, nachträglich ein bezüglicher Zusatz: Kalk oder Chlorkalk oder Brom, oder auch Schwefelsäure, gemacht werden. Chlorkalk ist am wirksamsten, und frei gewordenes Chlor geht auch rasch wieder Verbindungen ein, mit denen es durch das Kokefilter wieder abgeschieden wird, so daß Beschädigungen von Eisenteilen in den Apparaten und von Fischleben in dem Vorflutgewässer nicht zu fürchten sind.

Die Einrichtung der Potsdamer Anstalt ist aus den beigegebenen 5 Figuren 571—575 und den Beischriften ersichtlich. Die Figuren geben aber die Einrichtung nur insoweit als dieselbe früher für den Zweck der Klärung mit Kalk und schwefelsaurer Thonerde getroffen worden war; Ergänzungen und auch Abänderungen, welche der Übergang zum Humusverfahren erforderte, sind nicht berücksichtigt worden. Zu den Konstruktionen der Brunnen unter den beiden Klärtürmen wird hinzugefügt, daß der Einlaß des Wassers durch am inneren Umfang senkrecht stehende Rohre bewirkt wird und daß im Zentrum der Brunnen ein Rührwerk aufgestellt ist, das zum Auflockern des Schlammes, bezw. zum Abstreichen von Ablagerungen, die auf dem Absatz im Brunnen stattfinden, dient.

Die oben angegebenen Zusatzmengen zu den Abwassern Potsdams sind wegen der außer-Büssing, Städtereinigung. 2.

gewöhnlichen Konzentration jener Wasser (vergl. S. 330) sehr hoch; an anderen Orten können sie bis auf ein Drittel oder noch weniger herabgesetzt werden. Um an dem Braunkohlezusatz zu sparen, kann man die Braunkohle eventuell mehrfach — zum zweiten u. s. w. Mal in dem erstmalig ausgeschiedenen Schlamm — benutzen. — Ein nicht unerheblicher Teil der Reinigungskosten (s. oben) entsteht in Potsdam dadurch, daß die Abwasser etwa 7 m hoch bis in das Mischgerinne gehoben werden müssen.

Die chemischen Vorgänge beim Kohlebreiverfahren sind noch wenig aufgehellt. Sowohl die Wirkungen, die der Erfinder des Verfahrens der Braunkohle zuschreibt, als sogar das Vorhandensein von Humusstoffen in der Braunkohle in solchen Mengen, daß man ihnen, gegenüber den Wassermengen, die beeinflußt werden sollen, eine nennenswerte Wirkung zuschreiben könnte, ist bestritten worden. Der Widerstreit der Ansichten ist wohl besonders deshalb schwer zu beiseitigen, weil Humusstoffe kein bestimmter Körper im chemischen Sinne sind, sondern eine Gruppe von Stoffen, ein Gemisch, bezeichnen, das in die Einzelstoffe zu zerlegen bisher nicht gelungen ist. Bisher gilt auch als feststehend, daß das Kohlebreiverfahren nur in den Röckner-Rotheschen Klärtürmen und mit geringer Geschwindigkeit des Durchflusses — bis etwa 2 mm — ausgeführt werden kann, woraus vielleicht der Schluß zu ziehen wäre, daß bei der Wirkung die in den Klärtürmen stattfindende Luftverdünnung eine Rolle spielt.

Größere bisher bekannt gewordene Veröffentlichungen zur Sache sind folgende: Degener, Das Kohlebreiverfahren; zugleich eine Entgegnung auf die gleichlautende Schrift des Herrn Professor J. H. Vogel. — Kröhnke, Entwicklung und Wesen des Kohlebreiverfahrens. In Aussicht steht zur Zeit (Ende 1900) eine weitere Veröffentlichung: Degener, Das Kohlebreiverfahren; eine zusammenfassende Darstellung des gegenwärtigen Standes u. s. w. desselben; Erscheinungs-ort aller vorgenannten Schriften ist Leipzig. — Insbesondere auf die Ergebnisse der oben angeführten Versuche bezieht sich eine Veröffentlichung in der Vierteljahrsschr. f. gerichtl. Mediz. u. öffentl. Sanitätsw. 3. Folge 1898, 16. Bd. Supplementh.

§ 537. Einigen der vorstehend mitgeteilten Beispiele zur mechanischen Klärung und chemisch-mechanischen Abwasserreinigung sind Angaben über Kosten beigefügt. Verfasser möchte sich aber gegen Uebertragung solcher Angaben auf andere Fälle ausdrücklich verwahren. Er unterläßt es, diesem Standpunkte zur Sache entsprechend, auf Angaben über Kosten chemisch-mechanischer Reinigungsverfahren besonders einzugehen, und darf sich wegen der Gründe dafür auf die in § 505 bei der Abwasserreinigung durch Rieseln bereits angegebenen beziehen, da er diese Gründe auch für die vorstehend besprochenen Reinigungsarten als im allgemeinen zutreffend ansieht. Uebrigens nimmt er noch auf die Angaben S. 760 Bezug.

g) Entwässerung des Schlammes auf Filterpressen.

§ 538. Nachdem im § 189 das Wesentliche über den bei mechanischer und chemisch-mechanischer Reinigung erfolgenden Schlamm, seine Menge, Beschaffenheit, Wertigkeit und Beseitigungsweise mitgeteilt ist, bleibt hier noch einiges über besondere Behandlungsweisen des Schlammes, namentlich über Filterpressen nachzutragen.

Filterpressen bestehen aus einer Anzahl aneinander gereihter einzelner Kammern, die durch ein eisernes Gestell zu einem Ganzen verbunden sind; zwischen je zwei Kammern für die Schlammverdichtung liegt ein Leerraum, in den das abgeschiedene Wasser eintritt, um von hier aus der Presse abgelassen zu werden. Die Abscheidung des Wassers — welche nur bis zu etwa 50 % herab erfolgt — wird entweder durch Luftdruck von der Hinterseite der Schlammmassen oder durch Luftverdünnung auf der Vorderseite derselben bewirkt. Zusammendrängung durch die Pressung selbst findet nicht statt.

Es werden zwei Gattungen von Filterpressen unterschieden: Kammerpressen und Rahmenpressen. Erstere sind dadurch charakterisiert, daß zur Bildung einer Zelle zwei Rahmen, wovon jeder zwei halbe Zellen enthält, zusammentreten müssen, während bei den Rahmenpressen die Bildung einer Zelle dadurch geschieht, daß zwischen je zwei Vollrahmen ein Leerrahmen eingesetzt wird. Bei den Kammerpressen tritt der Rahmen jeder Halbzelle gegen die Zellenwand (Steg) nach beiden Seiten um die halbe Zellenweite vor, während bei den Rahmenpressen der Vorsprung weniger hoch ist. Seitlich werden in beiden Formen die Zellen von den Leerräumen entweder durch Metallsiebe und Filtertücher, oder durch letztere allein gesondert; bei den Rahmenpressen werden die Filtertücher zu beiden Seiten einfach auf den Leerrahmen aufgelegt und am Umfange des Rahmens eingeklemmt, während bei den Kammerpressen die Ränder der Filtertücher sorgfältig gegen die Leerräume abgedichtet werden müssen.

Die Leerrahmen lassen sich auch durch Säcke mit entsprechender Gestaltung des Sackumfangs ersetzen. Jeder Leerraum zwischen zwei Zellen ist mit Öffnungen zum Ablassen des abgesonderten Wassers zu versehen, das wegen seiner starken Verunreinigung gesammelt werden muß, um den Lauf durch die Reini-gungsanlage abermals durchzumachen.

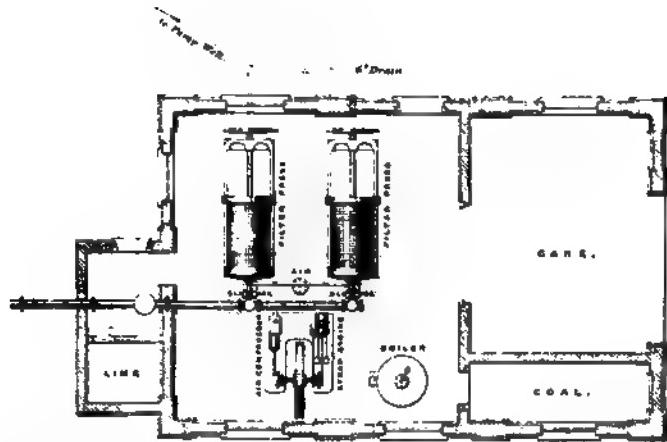
Die Zuführung des zu entwässernden Schlammes zur Presse kann entweder durch einen im Zentrum der Rahmen, aber auch durch einen an der Oberseite derselben liegenden Gang erfolgen, der mit jeder Zelle in Verbindung steht.

Um die Presse in Betrieb zu setzen, werden mittels Handrad und Schrauben-spindel die Rahmen bis zur Luftdichtheit

Fig. 578



Fig. 577 u. 578.



zusammengezogen, und es beginnt alsdann der Einlauf von Schlamm, der bis zur Füllung der Zellen fortgesetzt wird. Ein Teil des Wassers fließt selbstthätig ab; der Fortgang des Abflusses wird dann entweder durch Einleitung von Preßluft von der Rückseite, oder durch Luft-verdinnung auf der Vorderseite bewirkt.

Fig. 576 zeigt die allgemeine Einrichtung einer für Luftdruckbetrieb eingerichteten Presse in Eisenausführung. — Wenn mit Luftunterdruck gearbeitet wird, so muß ein Behälter (Kessel)

vorhanden sein, der mit der Abflußleitung der Presse in Verbindung gesetzt ist, und in dem die Luftverdünnung, sei es durch eine Luftpumpe, sei es durch einen Injektor hergestellt wird.

Die Zuführung des Schlammes zur Presse erfolgt entweder unmittelbar durch eine Schlammpumpe, oder, besser, mittelbar aus geschlossenen Behältern, die mit einem Behälter, in welchem sich Preßluft befindet, in Verbindung gesetzt werden können. Eine derartige Anordnung zeigen die Fig. 577 und 578, in welchen zwei Filterpressen durch zwei Schlammbehälter und einen zwischen beiden aufgestellten Behälter für Preßluft vorhanden sind. Bei dieser Betriebsanordnung wird die in die Presse eingeführte Preßluftmenge verloren gegeben. Es ist aber auf S. 765 ein Beispiel mitgeteilt, in welchem, unter Verwendung von gleichfalls drei Behältern, dieselbe Preßluftmenge immer von neuem benutzt wird, also Ersatz derselben nur in geringem Maße notwendig ist. Mit Luftunterdruck arbeitende Pressen sind in der nach dem Humusverfahren arbeitenden Reinigungsanlage in Potsdam (Fig. 570—574) aufgestellt.

Für Schlammpressung sind am meisten Rahmenpressen, mit Rahmen aus Holz im Gebrauch, das vor Metall den Vorzug hat, in der Anschaffung billig zu sein, und nicht etwa von in dem Schlamm vorhandenen Säuren angegriffen zu werden. Beim Pressen klebriger Stoffe sind die Kammerpressen dadurch im Vorzeuge, daß beim Öffnen der Presse die Zellen sich selbsttätig entleeren, während bei den Rahmenpressen dazu Nachhilfe nötig ist; der Vorzug jener kommt aber bei Schlammpressen, wegen des nur losen Zusammenhangs der Schlammteilchen, in Wegfall.

Schlamm aus Abwassern, die keine oder zu wenig schleimige Teile enthalten, lassen sich auf Pressen nicht zu zusammenhängenden Körpern (sogenannten Schlammkuchen) formen, weil der dazu nötige Zusammenhang der Schlammteile fehlt; derselbe läßt sich am einfachsten durch einen Zusatz von Kalk herstellen; dieser Umstand ist es, der neben anderem dem Kalk eine so ausgedehnte Anwendung bei der Abwasserreinigung verschafft hat.

Wo es sich um wertvolleren Schlamm handelt, folgt auf das Pressen zuweilen noch eine Nachtrocknung der Schlammkuchen, sei es auf Hürden, die unter Bedachungen aufgestellt sind, sei es in langsam rotierenden eisernen Trommeln, die zum Fortbewegen der Schlammkuchen auf der Innenseite mit Schraubengängen versehen sind und durch die ein Strom heißer Luft geführt wird, sei es auf Transportbändern, die durch einen erhitzten Raum geführt werden. Zum Formen von vorentwässertem Schlamm sind gewöhnliche Ziegelpressen benutzbar.

Die bei der Abwasserreinigung nach dem Humusverfahren sich ergebenden Schlammkuchen sind übrigens schon bei einem Wasseranteil von etwa 50% in Dampfkesselfeuerungen verbrennungsfähig.

h) Einige besondere Verfahren und Einrichtungen zur Abwasser-Reinigung.

In einer eigenartigen Form wird die Reinigung des Wassers durch Berieselung von dem Kulturingenieur Elsäßer ausgeführt. Der Erfolg des bisher insbesondere bei der Reinigung der Abflüsse aus Zuckerfabriken zur Anwendung gekommenen Verfahrens wird allgemein als günstig beurteilt. Da die Abflüsse aus Zuckerfabriken in ihrem Reichtum an Stickstoff und gewissen Mengen von Phosphorsäure, Kali und Kalk mit städtischen Abwassern eine gewisse Uebereinstimmung besitzen, so dürfte das Verfahren unter sonst passenden Umständen sich auch bei der Reinigung der letztgenannten Wasser bewähren.

Elsäßer sammelt die Abwasser in der Nähe der Erzeugungsstätte in sogenannten Schlammbekken, in welchen die Schwebestoffe ausgeschieden werden sollen, und das Wasser durch längeres Verweilen einen „Vergärungsprozeß“ durchmacht, der als Vorbereitung für den weiter folgenden Teil der Reinigung durch Staufenfiltration (§ 502) dient. Die Bestimmung der zweckmäßigsten Dauer des Aufenthaltes des Wassers in den Schlammbekken, und damit die Bestimmung der Beckengröße und der geeigneten Betriebsweise derselben dürfte nicht gerade einfach sein. Aus den Becken geht das Wasser auf wagrechte, in Terrassenform angelegte, mit niedrigen Dämmen umgebene Landflächen, die zum Grasanbau benutzt werden und drainiert sind. Auf der obersten Terrasse und im Boden derselben wird das Wasser etwa 2 Tage dadurch festgehalten, daß die fast wagrecht liegenden Drains am unteren Ende geschlossen sind. Nach Öffnung des Verschlusses gelangt das Wasser auf die folgende Terrasse und noch weitere, die in solcher Zahl und Größe angelegt werden, daß zwischen je zwei Beschickungen einer Terrasse ein Zeitraum von etwa 10 Tagen liegt. Untersuchungen über die Wirkungen, die in den verschiedenen Phasen des Verfahrens eintreten, sind dem Verfasser nicht bekannt. Da jedenfalls gegenüber den Prozessen, die bei den gewöhnlichen Rieselverfahren stattfinden, Unterschiede bestehen, würde es interessant sein, dieselben genauer zu kennen. Hinzuzufügen ist, daß der Winter dem Betrieb keine Schwierigkeiten bereitet. Daß dies aber auch bei

Reinigung gewöhnlicher Abwasser der Fall sein sollte, ist wohl nicht anzunehmen, weil die Temperatur solcher Wasser erheblich niedriger als die der Abflüsse aus Zuckerfabriken liegt.

Reinigungsverfahren zusammengesetzter Art werden in eigentümlicher Weise auf den Zuckerfabriken Sadowa und Sokolnitz ausgeführt; Urheber derselben ist Prokowetz, nach welchem die Verfahren ihren Namen führen. Die Anlagen sind auf ministerielle Anordnung von Proskauer und v. Rosnowski (Berlin) besichtigt; ein günstig lautender Bericht über die ausgeführte Besichtigung ist auszugsweise in der Hygienischen Rundschau 1899, S. 8 mitgeteilt.

Auf der Zuckerfabrik Sadowa beträgt der tägliche Wasserverbrauch etwa 6000 cbm. Die Abwasser gehen nacheinander durch ein in Erde ausgehobenes Schlammbekken von etwa 1 m Tiefe und 1460 cbm Inhalt, und passieren von da aus durch Ueberläufe ebenfalls nacheinander 11 kleine in Mauerwerk hergestellte Klärbecken mit zusammen 4680 cbm Inhalt, um danach in einen Kühleit von 1,25 m Tiefe und 6100 cbm Inhalt zu gelangen. Von hier aus werden sie auf ein in nur 0,47 m Tiefe, und mit nur 0,7 m Abstand der Stränge drainiertes Rieselfeld von etwa 0,5 ha Größe in ununterbrochenem Zufluß geleitet, und sammeln sich dann in einem Graben, von dem aus sie auf ein zweites Rieselfeld von 1,1 ha Größe gehen, das 1,25 m tief, mit 2 m Entfernung der Stränge, drainiert ist. Das Drainswasser geht in einen Sammelbrunnen, und danach in einen zweiten Brunnen, von dem aus es durch eine Pumpe in einen dritten Brunnen gefördert wird, nachdem es auf dem Wege dahin mit Kalk versetzt worden ist. Nunmehr folgt Abfluß in ein Absitzbecken von 750 cbm Inhalt, in welchem sich der größte Teil des im Ueberschüß zugesetzten Kalks, nebst den durch die Wirkung der Rieselfelder ausfällbar gewordenen organischen Verunreinigungen niederschlägt. Es folgt noch eine dritte Rieselung auf einem Felde von 0,32 ha Größe, welche mit zwei Drainagen: einer in 0,5 m Tiefe, mit 0,7 m Abstand, und einer 1 m tiefen, mit in 2 m Abstand liegenden Strängen, ausgestattet ist; aus diesen Drains geht das Wasser in den vorbeifließenden nur kleinen Bach, jedoch nicht alles, da ein Teil bereits aus dem Kühleit wieder in die Fabrik — zur Rübenwäsche u. s. w. — zurückgeführt wird.

In der mit Sadowa gleich großen Sokolnitzer Fabrik findet überhaupt keine Wasserableitung statt, da das einmal zugeführte Wasser im Kreislaufe mehrerermale durch die Fabrik geht. Die Reinigung geschieht hier so, daß die in einem Absitzbecken zusammengeführten Wasser gekalkt werden, und dann, soweit sie nicht schon von hier aus in die Fabrik zurückkehren, in 5 aufeinander folgende Becken von zusammen 3450 cbm Inhalt (bei 1,5 m Tiefe) gehen, wobei die Sinkstoffe ausfallen; auch aus dem 4. Becken geht ein gewisser Teil des Wassers in die Fabrik zurück.

Das nun folgende erste Rieselfeld von 0,46 ha Größe ist in 0,45 m Tiefe und 0,7 m Abstand der Stränge drainiert; das zweite Rieselfeld ist 0,84 ha groß; obere und untere Drains liegen mit dem gleichen Abstand von 0,7 m in 1,2 bzw. 1,5 m Tiefe. Aus den Drains fließt das Wasser in einem Brunnen zusammen, in welchem Eisenchlorid zugesetzt wird, gelangt darauf in einen zweiten Brunnen, wo ein Zusatz von Kalkwasser erfolgt, wird nun in einen Hochbehälter gepumpt, aus welchem noch dieser Rest mit Durchfluß durch Kohlefilter in den Fabrikbetrieb zurückkehrt.

Die summarisch beschriebenen Reinigungsvorgänge auf beiden Werken scheinen recht verwickelt, und sind auch erst im allgemeinen aufgeklärt. Der Berichterstatter (Frank-Wiesbaden) zerlegt dieselben in zwei Phasen, wovon die erste mit dem Abfluß aus dem zweiten Rieselfelde beendet ist. Dieser Phase gehört die Reinigung durch Absitzen, Filtrieren und ammoniakalische Gärung an. In Sadowa setzt letztere sofort ein; in Sokolnitz wird sie durch den gleich zu Anfang erfolgenden Kalkzusatz verzögert. In der zweiten und letzten Phase findet die Reinigung zunächst als Wirkung chemisch-mechanischer Faktoren ihren Fortgang, bzw. ihren Abschluß durch Sedimentierung und Filtration.

Jedenfalls ist anzumerken, daß hier auf Flächen, die im Vergleich zu Rieselfeldern sehr klein sind, sehr große Wassermengen wirksam gereinigt werden. Es ist dabei aber nicht zu übersehen, daß die Felder nur während eines Teils vom Jahre beansprucht werden, daß die Felderanlage teuer ist, daß sie ohne sehr hohe Kosten auch nur auf Gelände mit starkem Gefälle ausgeführt werden kann, daß der Betrieb sich aber durch Einfachheit auszeichnet.

Wo die Geländeform der Ausführung entgegenkommt, die Vorflut geringe Größe besitzt und Rieselland knapp ist, kann die Einrichtung aushilfsweise zu gewöhnlicher Rieselung wahrscheinlich gute Dienste leisten.

Das Eichensche Reinigungsverfahren ist bisher erst probeweise in einer größeren Versuchsanlage in Pankow durch längere Monate angewendet worden; allerdings war diese zur täglichen Reinigung von 500 cbm Abwasser und mehr ausreichende Anlage groß genug, um die Uebertragung der darin gewonnenen Ergebnisse auf endgültige Anlagen zuzulassen. Ein Charakteristikum des Verfahrens besteht darin, daß je nach Erfordernis nur ein oder zwei Zusatzmittel angewendet werden: das erste (nicht bekannt gegebene), nachdem die größeren Schweben-

stoffe abgesondert sind, und das zweite, nachdem das Wasser seinen Weg durch mehrere brunnenartige Räume in auf- und absteigender Richtung genommen hat, und Schwebestoffe, sowie als Wirkung des ersten Zusatzes gebildete unlösliche Stoffe ausgefallen sind. Die Wirkung des zweiten Zusatzes: Kalk, wird dadurch entsprechend erhöht. Es folgt nunmehr ein kleines Filter, dann ein zweiter Satz von Brunnen, und dahinter wiederum ein Filter, eventuell noch mit Belüftung des Wassers. — Die Einzelheiten der Ausführung sind, wie die vorstehende summarische Beschreibung erkennen läßt, wandelbar. Die bekannt gegebenen Zahlen über Reinigungs erfolge sind nicht übereinstimmend, vielleicht auch aus dem Grunde für andere Verhältnisse nicht maßgebend, weil sie auf verschiedene Weise ermittelt worden sind, bezw. sie an einem außerordentlich stark verunreinigten Abwasser (Kaliumpermanganat-Verbrauch 1766 mg) gefunden wurden; sie lauten aber durchgehends recht günstig. Hinsichtlich der Schlammplage steht das Verfahren anderen chemisch-mechanisch wirkenden Einrichtungen gleich. Es ist bei dem verhältnismäßig großen Apparat, der erforderlich ist, nur natürlich, daß die Betriebskosten sich höher als bei Brunnenklärung herausstellen; doch stehen den höheren Kosten auf der anderen Seite auch die große Herrschaft über den Reinigungs erfolg, d. h. die weite Anpassungsfähigkeit an die Beschaffenheit der Abwasser u. s. w. gegenüber.

Hinsichtlich der Apparate u. s. w. von Friedrich & Comp. (Leipzig) wie ebenso mit Bezug auf das von Friedrich und Glass in Vorschlag gebrachte Verfahren der Abwasserreinigung mittelst Schwelkohle wird auf König, Die Verunreinigung der Gewässer, Bezug genommen, wo sich Ausführliches darüber findet. Derselbe Hinweis genügt auch mit Bezug auf das Verfahren von Dehne (Halle) und noch andere Verfahren.

Für die Reinigung von Trinkwassern mittelst Ozon scheint neuerdings, nachdem Herstellung von Ozon mittelst des elektrischen Stromes zu geringem Preise ermöglicht ist, sich einige Aussicht zu eröffnen. Das von Baron Tindall angegebene, auch in einer Versuchsanstalt der Firma Siemens & Halske (in Charlottenburg) seit längerer Zeit in Uebung stehende Verfahren wird entweder so ausgeführt, daß ozonisierte Luft durch das Wasser getrieben wird, oder, umgekehrt, Wasser in Tropfen aufgelöst eine Schicht ozonisierter Luft frei durchfällt. Die Wirkung besteht in der Vernichtung aller im Wasser enthaltenen Keime, Mineralisierung der gelösten organischen Stoffe und Entfärbung des Wassers. In der erwähnten Versuchsanstalt von Siemens & Halske gelang es, Spreewasser mit hohem Keimgehalt für den Kostenbetrag von nur 0,7—1 Pfennig 1 cbm Wasser zu sterilisieren. Voraussetzung dabei ist, daß das Wasser zuvor von Schwebestoffen möglichst vollkommen befreit wird. Diese Anforderung bildet vielleicht einen Umstand, an welchem die Uebertragung des Verfahrens auf die Reinigung städtischer Abwasser scheitert; indessen wird Weiterentwicklung desselben abzuwarten sein.

Das elektrische Reinigungsverfahren von Webster — welches bereits auf den S. 282 und 775 in die Besprechung einbezogen wurde — ist von König zum Gegenstande eingehender Untersuchungen gemacht worden, der dabei festgestellt hat, daß dasselbe ein rein chemisches Verfahren ist, das sich von den üblichen Formen des letzteren nur dadurch unterscheidet, daß die Chemikalien nicht im fertigen Zustande zugeführt, vielmehr erst in dem der Behandlung unterworfenen Wasser erzeugt werden. Durch Wirkung des elektrischen Stromes wird Chlor in Freiheit gesetzt, welches mit dem in Lösung gehenden Eisen der im Wasser stehenden Batterie Eisenchlorid bildet. Weiter entsteht Eisenhydroxyd, beides Körper von großer fallender Wirkung. — Das Verfahren ist vorläufig zu teuer; das durch dasselbe gereinigte Wasser besitzt aber den Vorzug, daß der Abfluß neutral bleibt, daher weitere Lösung organischer Stoffe in demselben nicht stattfinden kann; dagegen mögen sich Keime schnell wieder in demselben vermehren. Auch von diesem Verfahren muß eine etwaige Weiterentwicklung abgewartet werden.

XXXV. Abschnitt.

Besondere Beseitigungs-Verfahren für trockene Abfallstoffe.

§ 539. Ueber Menge und Beschaffenheit der trockenen Abfallstoffe, sowie die gewöhnlichen Sammel- und Beseitigungsweisen derselben ist das Wesentlichste bereits im Abschnitt VII mitgeteilt. Hier handelt es sich nur noch um einige Ergänzungen der dort gemachten Angaben in der Richtung auf den Verbleib, bezw. die endgültige Beseitigung der genannten Stoffe. Es soll dabei auch nur auf einige besondere Verfahren, die in der neueren Zeit aufgetaucht sind, und selbst auf diese nur summarisch eingegangen werden, und es muß für eingehendere Studien der Hinweis auf die betreffende, bereits ziemlich weitschichtige Fachliteratur genügen.

Eine gesundheitlich ganz einwandfreie, auch wenig kostspielige Beseitigungsweise von Abtrittsstoffen, bei der aber der Düngerwert jener Stoffe vollständig verloren gegeben wird, ist in einer Anzahl von Kasernen der preußischen Militärverwaltung eingerichtet worden, z. B. auch in den Kasernen des 2. Garde-feldartillerie-Regiments zu Nedlitz bei Potsdam; diese Kaserne ist zeitweilig mit 350, zeitweise mit 400 Mann belegt. Die dort eingerichtete Verbrennung wird nicht dauernd, sondern nur zweimal wöchentlich ausgeführt; die Absonderungen werden in den Zwischenzeiten in den mit dem Verbrennungsöfen unmittelbar verbundenen trichterförmigen Behältern angesammelt. Der Ofen hat einen Rost und unter demselben eine flache eiserne Pfanne, auf die der Harn herabfällt und verdampft. Die Pfanne wird von der Stichflamme bestrichen; sie bedarf oft einer Erneuerung. Weder bei der Aufspeicherung der Stoffe noch bei der Verbrennung entstehen Geruchbelästigungen, obwohl der Schornstein für die Feuerung keine bedeutende Höhe erhielt. Die Rückstände auf dem Rost und in der Pfanne sind minimal.

Im einjährigen Betriebe der Anstalt hat sich für die einzelne Verbrennung ein Brennstoffverbrauch von 150 kg Koks und 150 kg Steinkohlen, nebst einer kleinen Menge Holz zum Anzünden ergeben, und es sind Jahreskosten im Gesamtbetrage von 635 M. entstanden; auf einen Kopf berechnet macht dies 1,81 M., ungerechnet die Verzinsung der Anlagekosten.

Auf die möglichst vollständige Nutzung des Düngerwertes der Abtrittsstoffe neben vollständiger Wahrung der gesundheitlichen Interessen gehen die Verfahren zur Poudrettierung dieser Stoffe sowie diejenigen zur Verarbeitung derselben auf schwefelsaures Ammoniak hinaus.

Nach Erfahrungen, welche anscheinend zuerst von Liernur gemacht worden sind, ist Poudrette nur in einem Trockenheitszustande leicht absetzbar, bei welchem sie

Streu fähigkeit besitzt; diese Eigenschaft ist erst vorhanden, wenn ihr Wasseranteil auf etwa 20% herabgesetzt ist. Im wesentlichen kann das Austreiben des Wassers nur durch Verdampfung geschehen, und da die Struktur der Abtrittsstoffe auf die Verdampfung stark verzögernd wirkt, so wird letztere kostspielig, und um so kostspieliger mit je mehr Wasser die Abtrittsstoffe gemischt sind. Selbst wenn letztere unentgeltlich auf der Poudrettebereitungsanstalt abgeliefert werden, ist ein über eine mäßige Verzinsung der Kosten der Poudrettierung hinausgehender Gewinn von derselben nicht zu erwarten, sondern eher ein Fehlbetrag an einer angemessenen Verzinsung.

Die Fabrikeinrichtungen und die Apparate sind wechselnd. Eine etwas größere Bekanntschaft haben drei Systeme gewonnen: das von Liernur, von v. Podewils und von Venuleth & Ellenberger. Ob das Liernursche System irgendwo in längerer Dauer praktisch erprobt worden, ist dem Verfasser nicht bekannt. Das System v. Podewils wird in Augsburg, das System von Venuleth & Ellenberger in einem Teil von Bremen angewendet. Außer aus den betreffenden Prospekten ist Genaues über die drei genannten Systeme u. a. zu entnehmen aus: Vogel, Die Verwertung der städtischen Abfallstoffe; Berlin 1896.

Den wertvollsten Teil der Dungstoffe in den Fäkalien bildet das Ammoniak; um dasselbe bei der Verdampfung des Wassers nicht zu verlieren, wird es durch Zusatz von Schwefelsäure vorher gebunden. Da nun Austreibung des Ammoniaks schon bei einer Temperatur stattfindet, die erheblich unter dem Siedepunkt des Wassers liegt (die Austreibung auch durch Zusatz von Kalk geschehen kann), so ersieht sich, daß die Gewinnung dieses wertvollsten Stoffes sich mit geringerem Wärmeaufwand, d. h. geringeren Kosten bewirken läßt, als es bei den für die Poudrettierung als Minimum notwendigen Siedetemperatur des Wassers möglich ist. Indem nun neben dem Ammoniak auch die anderen dungwertigen Stoffe der Fäkalien in Form einer Poudrette von zwar nicht hohem, aber doch einem Wert gewonnen werden können, kommen außer der Verarbeitung auf hochwertige Poudrette die Verfahren zur Verarbeitung der Fäkalien auf schwefelsaures Ammoniak in um so größeren Vorteil. Es gibt mehrere derartige Verfahren, die in einer Reihe von Städten in Uebung stehen; in Deutschland ist dasjenige von Buhl & Keller bekannter geworden, das einige Jahre hindurch in Freiburg i. B. ausgeführt, aber wieder aufgegeben worden ist. Ueber das Genaue zur Sache ist auf die oben genannte Quelle: Vogel, Die Verwertung etc. zu verweisen.

Für nicht stark verdünnte Abflüsse aus Wasserklosetts ist bei Posen ein Beseitigungsverfahren eingerichtet, das in vervollkommneter Form vielleicht Nachfolge finden wird. In Posen bestehen für eine etwa 10 000 Köpfe betragende Einwohnerzahl Wasserklosetts, deren Inhalt in sogenannte nasse Gruben geht; nach Angabe beträgt die Menge pro Kopf und Tag 54 l. Der Grubeninhalt wird mittelst Wagen zu einem außerhalb der Stadt liegenden Behälter von 300 cbm Inhalt geschafft, nachdem er in der nassen Grube auf dem Grundstück durchschnittlich 45 Tage gelagert, also wahrscheinlich einen hohen Prozentsatz seines Wassergehaltes abgegeben hat. Neben dem Behälter liegen zwei sogenannte Druckkessel von je 10 cbm Inhalt, welche wechselweise mit dem Inhalt des Behälters gefüllt werden. Durch Prefluft, welche ein Benzimotor liefert, wird der Inhalt der Druckkessel durch eine 15 cm weite eiserne, 3,3 km lange Rohrleitung zu einem Felde geführt, in welchem Zweigleitungen mit Auslässen so verteilt liegen, daß unter Benutzung von Schläuchen jeder Auslaß eine Landfläche von etwa 36 ar beherrscht. Die Auslässe werden sowohl im Winter als im Sommer im Betriebe erhalten, so daß zwischen Zuführung und Verbrauch Uebereinstimmung stattfindet. Die Erfolge

dieser Düngung werden sehr gerühmt. Ueber die entstehenden Kosten läßt sich aber aus der Quelle (Rautenberg, Die Verwertung der städtischen Abfallstoffe nach dem Eduardsfelder Rohrableitungssystem u. s. w., Leipzig 1900) kein ganz klares Bild gewinnen, weil bei den Anlagekosten sowohl die Stadt Posen, als der betreffende Landwirt beteiligt ist. Vom hygienischen Standpunkt aus ist besonders das Bestehen der nassen Gruben auf den Grundstücken anstößig, ebenso der Abtransport des Inhalts derselben außerhalb der Stadtgrenzen mittelst Wagen. Beide Bedenken würden aber durch unmittelbare Aufnahme der Abgänge aus den Wasserklossets in eine Rohrleitung — nach Liernur oder Shone — zu beseitigen sein. Wie sich mit dieser Vervollständigung der Kostenpunkt stellen würde, kann nur die Erfahrung im einzelnen Falle ergeben.

Die Beseitigung des Hauskehrichts durch Verbrennung ist an zwei Beispielen aus englischen Städten bereits auf S. 742 ff. berührt worden. Ohne auf Konstruktionsbesonderheiten der Verbrennungsöfen einzugehen, sollen hier noch ein paar Beispiele aus deutschen Städten mitgeteilt werden.

Die Kehrichtverbrennungsanstalt am Bullerdeich in Hamburg, welche im Jahre 1895 mit den Kosten von 480 000 M. erbaut worden ist, besteht aus zwei Reihen zu je 18 Oefen, die in einer großen Halle liegen und nach dem System Freyer eingerichtet sind. Es wurden in einjährigem Betriebe 47328 Tonnen Kehricht, oder in einer Zelle täglich 6406 kg Kehricht verbrannt. Die Verbrennung erfolgt ohne Zusatz von Kohle. Die Rückstände betragen dem Gewicht nach kaum 60%, wovon $11\frac{1}{2}\%$ in Aschen- und $48\frac{1}{2}\%$ in Schlackenform bestehen; die Raummenge der Rückstände ist dann noch etwa 40%. Die Schlacke wird in Schlackenbrechern zerkleinert und findet die mannigfachste Verwendung im Straßenbau, zu Beton für Fundierungen u. s. w. Die Abgangswärme wird zum Betriebe der elektrischen Beleuchtungsanlage, die auf dem Werke eingerichtet ist, benutzt. Die Oefen werden dauernd im Gange erhalten, und es sind dazu die 24 Stunden des Tages in drei Arbeitsschichten zerlegt.

Die Kosten der Verbrennung stellten sich im Jahre 1897 für 1000 kg Kehricht, einschließlich Verzinsung und Tilgung der Anlagekosten, auf 1,411 M., und ausschließlich letzterer auf 1,035 M. Ein nicht unbedeutender Teil davon wird durch Ersparungen an den Zufahrkosten des Kehrichts wieder eingebbracht, da die Fuhrwerke, die früher täglich nur zwei Fuhren zu den Abladestellen machen konnten, zur Verbrennungsanstalt drei Fuhren heranbringen.

Eine genaue Beschreibung mit Abbildungen ist von F. Andr. Meyer in der Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspf. 1897 veröffentlicht worden.

Viel weniger günstig als in Hamburg hat sich die Kehrichtverbrennung in Berlin, die in einer Versuchsanlage etwa $1\frac{1}{2}$ Jahre lang mit 6 Zellen (nach zwei englischen Systemen) durchgeführt ist, erwiesen, und zwar, wie durch Gegenversuche in Hamburg klar gelegt ist, wegen des aus der Braunkohlen- und Brikettfeuerung, die in Berlin vorwaltet, herrührenden sehr hohen Aschenanteils des Kehrichts; derselbe beträgt 37% vom Gewicht = 47% von der Menge des Kehrichts. Nur der von Asche befreite Winterkehricht und der wenig Asche enthaltende Sommerkehricht Berlins verbrennt ohne Kohlenzusatz, während der natürliche Winterkehricht zum Brennen einen sehr beträchtlichen Kohlenzusatz erfordert. Die Menge der Verbrennungsrückstände ist dabei groß, nach Raum etwa 37%. Für die Schlacke hat sich keine nennenswerte Möglichkeit der Verwendung herausgestellt; hierin dürfte sich bei Dauerbetrieb allerdings ein Wechsel vollziehen.

Auf Grund der Versuchsergebnisse angestellte Berechnungen haben ergeben, daß die Verbrennung des Berliner Kehrichts durch Sommer und Winter im Jahr

900000 M. Kosten, und die Verbrennung aschefrei gemachten Kehrichts jährlich 700000 M. Kosten erfordern würde, ungerechnet die Verzinsung der Erwerbskosten der Grundstücke. Auf 1000 kg berechnet macht dies bezw. 3,76 und 2,36 M. oder für 1 cbm Kehricht 2,25 bezw. 1,41 M. Wenn überhaupt, so kann in Berlin für die Wintermonate nur die Verbrennung aschefrei gemachten oder wenig Asche enthaltenden Kehrichts in Frage kommen; die Absonderung u. s. w. der Asche ist aber eine Maßregel, bei welcher gesundheitliche Rücksichten nicht voll gewahrt werden. In den Sommermonaten ist der Berliner Hauskehricht auch ohne Absonderung der Asche verbrennungsfähig.

Ueber die Berliner Kehrichtverbrennungsversuche liegt ein ausführlicher Bericht vor: Bohm und Grohn, Die Müllverbrennungsversuche in Berlin. Berlin 1897. (Druck von H. S. Hermann). Ueber die Kehrichtverbrennung in England handelt ein Reisebericht von Bohm und Grohn, der 1894 erschienen, und an derselben Stelle, wie vorher angegeben, gedruckt ist. Weiter sind zur Sache anzuführen: Vogel, Die Verwertung der städtischen Abfallstoffe; Berlin 1896, und Derselbe, Beseitigung und Verwertung des Haushmülls; Jena 1897.

Auch mit der Zerstörung des Kehrichts durch Schmelzen bei der Hitze von über 1600° sind in Berlin im Frühjahr 1899 während mehrerer Monate Versuche im großen angestellt worden, durch die der Beweis der technischen Ausführbarkeit dieses Verfahrens geliefert worden ist. Die Schmelzung erfolgte in der Weise, daß dem — ohne Kohlezusatz — dem Schmelzofen zugeleiteten Kehricht ein heißer Strom staubförmiger Kohle entgegengeführt wurde. Die entstehende Schlacke war von vollkommen glasiger Beschaffenheit und der Menge nach gering.

Die von einer Gesellschaft ausgeführten Versuche sind durch eine vom Magistrat der Stadt Berlin eingesetzte Kommission zum Zweck der Nachprüfung in zwei kurzen Perioden: Frühjahr und Herbst 1899, fortgeführt worden. In der Frühjahrsperiode 1899 wurden im ganzen etwa 600 Tonnen, in der Herbstperiode 154 Tonnen Kehricht mit Tagesleistungen von 19282 bezw. 22067 kg geschmolzen, unter Verwendung von täglich 9718 bezw. 8137 kg, oder 50 bezw. 37% Kohlenstaub. Aus der Gesamtmenge von 29000 bezw. 30240 kg erfolgten Schlaggenmengen von 9103 bezw. 8173 kg, oder, auf das Gewicht des Kehrichts bezogen, von 47 bezw. 37%. Ohne Rücksicht auf die Verwertung der abgehenden Wärme und der Schlacke berechnete die Magistratskommission die Kosten der Schmelzung von 1 Tonne Kehricht zu 17 M. Wie sehr jene Nebenverwertungen ins Gewicht fallen, ergiebt sich aus dem Erbieten der Gesellschaft, die Schmelzung des Berliner Hauskehrichts gegen eine Zuzahlung von 4 M. für 1 Tonne zu übernehmen. — Daß vom gesundheitlichen Standpunkt der Schmelzung des Kehrichts vor der Verbrennung desselben der Vorzug zu geben sei, ist nicht zweifelhaft. — Einige nähere Angaben über die Berliner Kehrichtschmelzversuche sind enthalten in Weyl, Untersuchungen zur Straßenhygiene. Berlin 1900. Allgemeineres zur Sache findet sich in: Schneider, Verfahren und Ofen zur Aufarbeitung von Wirtschaftsabfallstoffen, System K. Schneider. Dresden 1895 (Rammingsche Buchdruckerei).

Neben den kurz beschriebenen Verfahren zur Kehrichtbeseitigung hat in den letzten paar Jahren das zuerst in Budapest eingeführte System der Müllverwertung einiges Interesse erregt. Das Wesen dieses Systems ist in der Sonderung der Hauptbestandteile des Kehrichts zu sehen, die mit der Absicht erfolgt, einen gewissen Geldertrag aus den absetzbaren Bestandteilen (Metalle, Glas, Porzellan, Stoffreste, Knochen, Papier u. s. w.) zu ziehen, und dem verbleibenden Rest einen Wert als Düngemittel zu verschaffen, welcher höher als derjenige des unzerlegten Kehrichts ist. Die angegebene Sonderung kann zum Teil mechanisch — durch mehrere der Weite nach aufeinander folgende rotierende

Siebe — geschehen; ein anderer Teil erfordert jedoch Handarbeit, die in Budapest von Unerwachsenen geleistet wird. Daß sich der mechanische Teil der Arbeit so ausgestalten läßt, daß hygienische Bedenken auf ein erträgliches Maß herabgesetzt werden, ist nicht unwahrscheinlich. Wenn aber auch dieser Einwand fallen sollte, so bleibt der andere, daß zu der feineren Sortierung Handarbeit nicht entbehrt werden kann, bestehen, und demselben gesellt sich vielleicht der Zweifel hinzu, ob der nur als Dünger verwertbare Rest auch immerwährend und rasch genug abgenommen wird, damit aus der Lagerung desselben nicht dieselben Mißstände sich ergeben, die mit der Lagerung unsortierten Kehrichts verbunden sind. Ueber die Kosten, welche die Müllverwertung den Eigentümern auferlegt, ist nichts bekannt. Was sich zur Empfehlung derselben sagen läßt, beschränkt sich im wesentlichen darauf, daß durch dieselbe eine feste Ordnung in dem Abtransport und in die Behandlung des Kehrichts gebracht wird, die unter Umständen schon als großer Vorzug vor der ungeordneten Fortschaffungsweise und der ordnungslosen Abladung auf Plätzen in der Nähe von Wohnstätten angesehen werden kann. Die Kosten sind aber relativ hoch.

In Amerika hat man zur Trocknung des Hauskehrichts einen Behälter in den Zug der Küchen- oder Ofenfeuerung eingebaut, der bequem zugänglich liegt. Nach stattgefunder Trocknung findet Verbrennung in der Feuerung statt. Die Möglichkeit dieser Beseitigungsweise ist wohl an die Voraussetzung gebunden, daß ein Brennmaterial benutzt wird, welches geringen Aschenrückstand ergibt.

Die Schwierigkeiten und Kosten, welche die Beseitigung des Straßenkehrichts verursacht, sind gegenüber denjenigen der Beseitigung des Hauskehrichts gering. Es braucht zu ersterer nur gefordert zu werden, daß sie nach fester Ordnung, und in engem Zusammenhange mit der Beseitigung des Hauskehrichts erfolge, weil die Straßenreinlichkeit von der Art und Weise, wie letztere geschieht, stark beeinflußt wird.

Als neuere litterarische Quellen über die Beseitigungsweise von Haus- und Straßenkehricht werden hier schließlich folgende angeführt:

1. Die schon oben genannten beiden Werke von Dr. J. H. Vogel.
2. Richter. Straßenpflasterung, Straßenreinigung und Besprengung, sowie Beseitigung der festen Abfälle in Bd. II des Handbuchs der Hygiene von Weyl.
3. Weyl. Studien zur Straßenhygiene. Reisebericht, dem Magistrat der Stadt Berlin erstattet. Jena 1893.
4. Derselbe. Straßenhygiene in europäischen Städten. Sammelbericht u. s. w., dem 9. internationalen Kongreß für Hygiene und Demographie (Madrid 1898) vorgelegt. Berlin 1898.
5. Derselbe. Untersuchungen zur Straßenhygiene. Bericht u. s. w., dem internationalen Kongreß für Hygiene und Demographie in Paris 1900 vorgelegt. Berlin 1900.

